

EFEITOS DINÂMICOS EM ZONAS DE VARIAÇÃO DE RIGIDEZ DA PLATAFORMA DE VIAS FÉRREAS DE ALTA VELOCIDADE

JOSÉ VITOR SAAVEDRA FERREIRA

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

Orientador: Raimundo Moreno Delgado

Co-Orientador: Rui Artur Bártolo Calçada

FEVEREIRO DE 2009

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2008/2009

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2008/2009 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2008*.

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respectivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão electrónica fornecida pelo respectivo Autor.

Aos meus Pais e Irmãos

A dúvida é o princípio da sabedoria

Aristóteles

AGRADECIMENTOS

A conclusão deste trabalho é o culminar de um árduo percurso académico que não só serviu para me formar como futuro profissional mas também permitiu o meu amadurecimento como pessoa. Uma caminhada longa mas nunca solitária pelo que devo expressar o meu agradecimento a todos os que me ajudaram, de uma forma ou de outra, a ultrapassar todos os obstáculos.

Ao professor Raimundo Delgado, orientador deste trabalho, devo agradecer pela disponibilidade e forma clara como a qual partilhou todos os seus vastos conhecimentos em Engenharia de uma forma motivante e apaixonante.

Ao professor Rui Calçada, co-orientador deste trabalho, por me ter possibilitado o primeiro contacto com a temática da alta velocidade e ainda alargar o meu conhecimento relativamente a vias férreas através do seu largo conhecimento e paixão nesta matéria.

Um agradecimento muito especial à Cristina Ribeiro por todo o seu tempo despendido ao ajudar-me de uma forma organizada, clara e objectiva na elaboração deste trabalho, nas escolhas a tomar e nos caminhos a seguir, e pela grande disponibilidade que sempre demonstrou.

A toda a minha família, em particular aos meus irmãos pela cultura que sempre me transmitiram, pelos valores que me inculcaram e por todo o carinho demonstrado.

Ao professor Matos Fernandes pela inspiração transmitida tanto nas aulas como fora delas, pelos conselhos transmitidos ao longo do curso e ainda pela amizade demonstrada.

À Ola, grande fonte de motivação, pelo encorajamento dado nos momentos mais difíceis e pela paciência demonstrada apesar da distância que nos separa e do amor que nos une.

Uma palavra muito especial a todos os amigos que fiz ao longo destes anos de faculdade pelos bons momentos passados juntos, tanto a nível académico como a nível pessoal. Uma palavra especial para o Filipe Pinto e para o Filipe Alpuim pelas noites de trabalho que partilhamos nestes últimos seis meses de faculdade, pelas opiniões partilhadas e pelos conselhos dados.

Por fim, um agradecimento aos meus amigos da minha cidade natal, Guimarães, pela amizade de longa data, por tudo o que já passaram comigo e pela certeza que muitos mais sentimentos partilharemos ao longo das nossas vidas.

RESUMO

O objectivo principal deste trabalho é analisar a resposta dinâmica do sistema via-comboio resultante de variações bruscas da rigidez vertical da plataforma de vias férreas de alta velocidade.

Para executar a análise do comportamento dinâmico do sistema via-comboio recorreu-se ao programa de cálculo ANSYS, utilizando-se um modelo plano 2D, usando algoritmos de análise não linear para simular a interacção da via com o comboio.

Na primeira parte deste trabalho foi efectuada uma análise da calibração do modelo plano 2D, consistindo no acerto das espessuras dos elementos de volume em estado plano de tensão com o objectivo de fazer concordar o comportamento do modelo plano 2D, sujeito a um carregamento estático correspondente a um bogie de uma locomotiva do comboio ICE2, com um modelo 3D sujeito ao mesmo carregamento. Analisou-se a influência da profundidade do solo firme e ainda do módulo de deformabilidade do solo no processo de calibração das diferentes camadas da via.

Efectuou-se também uma análise ao comportamento dinâmico do sistema via-comboio em zonas de variação de rigidez vertical da via, dando uma atenção principal às forças de interacção entre a roda e o carril. Realizaram-se análises para diferentes razões dos módulos de deformabilidade dos solos de fundação e para diferentes módulos de deformabilidade do solo de fundação inicial da via. Estudou-se ainda a influência, no comportamento dinâmico da via, da altura do solo de fundação, da rigidez das palmilhas e do módulo de deformabilidade da camada de balastro.

Por fim estudou-se duas possíveis soluções de mitigação dos efeitos dinâmicos em zonas de variação de rigidez da plataforma de vias férreas de alta velocidade, nomeadamente a utilização de uma camada betuminosa e ainda a adopção de uma cunha de transição.

PALAVRAS-CHAVE: alta velocidade, análise dinâmica, força de interacção roda-carril, variação de rigidez da plataforma da via, módulo de deformabilidade.

ABSTRACT

The main goal of this thesis is to analyse the dynamic behaviour of the track-train system of zones where abrupt changes in the stiffness of high speed railway track occurs.

To perform the analysis of the dynamic behaviour of the track-train system it was used the finite element analysis software ANSYS®, a 2D plane model was adopted using non-linear analysis algorithms to simulate the interaction between the track and the train.

In the first part of this work an analysis of the calibration process of the 2D plane model was realized. The calibration consists in adjusting the thickness of the volume elements in plane stress so that the behaviour of the 2D plane model, when subject to a load corresponding to a bogie of the ICE2 locomotive, is equal to the behaviour of the 3D model submitted to the same loading. An analysis of the influence of the depth and deformability moduli of the soil foundation was also carried out in the process of calibration.

It was also analysed the dynamic behaviour of the track-train system in zones of abrupt changes of vertical stiffness, giving particular attention to the interaction force between the wheel and the rail. Analyses were made considering different ratios between the deformability moduli of the foundation soils and different values of the deformability moduli of the initial soil foundation. It was also carried out a study about the influence, in the dynamic behaviour, of the soil foundation height, the rail pad stiffness and of the ballast deformability moduli.

In the end, two possible mitigation solutions of the dynamic effects were studied for transition zones, one consisting in the use of a bituminous sub-ballast layer and another where a longitudinal section of an embankment-bridge used on the Madrid-Sevilla high-speed line was adopted.

KEYWORDS: high-speed, dynamic analysis, wheel-rail interaction force, stiffness variation, deformability modulus.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v

1. INTRODUÇÃO	1
1.1. EVOLUÇÃO DOS CAMINHOS-DE-FERRO	1
1.2. OS CAMINHOS-DE-FERRO EM PORTUGAL	2
1.3. A ALTA VELOCIDADE	3
1.4. A ALTA VELOCIDADE EM PORTUGAL	4
1.5. OBJECTIVO DA TESE	5
1.6. CONTEÚDO DA TESE	5

2. ZONAS DE TRANSIÇÃO EM VIAS FÉRREAS	7
2.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS	7
2.2. ESTRUTURA E FUNCIONAMENTO DA VIA FÉRREA BALASTRADA	7
2.2.1. Os CARRIS	8
2.2.2. AS TRAVESSAS	8
2.2.3. O BALASTRO E SUBBALASTRO	9
2.3. PROBLEMAS ESPECÍFICOS EM ZONAS DE TRANSIÇÃO	10
2.3.1. "BUMP"	10
2.3.2. PROBLEMAS RELATIVOS À VIA	10
2.3.2.1. Defeitos na geometria da via	10
2.3.2.2. As travessas flutuantes	11
2.3.2.3. Diminuição da resistência lateral	11
2.3.2.4. Problemas derivados da manutenção da via	11
2.3.2.5. Factores responsáveis pelo aparecimento de defeitos na geometria da via	11
2.3.3. PROBLEMAS RELATIVOS À PONTE	12
2.3.4. PROBLEMAS RELATIVOS À GEOTECNIA	13
2.3.4.1. Assentamentos	13
2.3.4.2. Assentamento devido à deterioração do balastro	14
2.3.4.3. Deslizamento do balastro e do aterro	14

2.3.4.4. Colapso das subcamadas da via.....	14
2.4. NORMAS E RECOMENDAÇÕES NO DIMENSIONAMENTO DE ZONAS DE TRANSIÇÃO	15
2.4.1. NORMAS E RECOMENDAÇÕES RELATIVAS À VIA.....	15
2.4.2. NORMAS E RECOMENDAÇÕES RELATIVAS À PONTE	16
2.4.2.1. Limite da deformação vertical do tabuleiro da ponte.....	16
2.4.2.2. Limite da rotação dos extremos do tabuleiro da ponte	16
2.4.2.3. Limites da deformação horizontal do tabuleiro da ponte	17
2.4.2.4. Limites da aceleração vertical e torção do tabuleiro da ponte	17
2.4.2.5. Soluções estruturais	18
2.4.2.6. Lajes de transição	19
2.4.2.7. Tipo de fundação.....	20
2.4.3. NORMAS E RECOMENDAÇÕES RELATIVAS À GEOTECNIA	20
2.4.3.1. Aspectos relativos à construção e geometria dos aterros	20
2.4.3.2. Aspectos relativos ao subsolo	21
2.4.3.3. Aspectos relativos ao material e construção do aterro e da cunha de transição.....	21
2.5. SOLUÇÕES A ADOPTAR EM ZONAS DE TRANSIÇÃO	22
2.5.1. CUNHAS DE TRANSIÇÃO	22
2.5.2. ADOÇÃO DE UMA CAMADA BETUMINOSA.....	24
2.5.3. OUTRAS SOLUÇÕES	25
 3. INVESTIGAÇÕES ANTERIORES	 27
3.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS	27
3.2. EFEITOS DINÂMICOS EM ZONAS DE TRANSIÇÃO	27
3.3. A RIGIDEZ VERTICAL DA VIA.....	32
3.4. VARIAÇÃO DA FORÇA DE INTERACÇÃO ENTRE A RODA E O CARRIL	39
 4. MODELAÇÃO DINÂMICA DO SISTEMA COMBOIO-VIA-SOLO.....	 45
4.1. INTRODUÇÃO	45
4.2. MODELAÇÃO DA VIA EM 2D	45
4.3. MODELAÇÃO DA VIA EM 3D	47
4.4. MODELAÇÃO DO COMBOIO	48
4.5. INTERACÇÃO ENTRE O COMBOIO E A VIA.....	49

4.6. AMORTECIMENTO DO SOLO	50
4.7. ESTUDO DA CALIBRAÇÃO DO MODELO 2D	52
4.7.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS.....	52
4.7.2. DESCRIÇÃO DO MÉTODO DA CALIBRAÇÃO	52
4.7.3. ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DO MÓDULO DE DEFORMABILIDADE DO SOLO DE FUNDAÇÃO	54
4.7.3.1. $H_{\text{solo}} = 4$ metros	55
4.7.3.2. $H_{\text{solo}} = 8$ metros	58
4.7.3.3. $H_{\text{solo}} = 12$ metros	61
4.7.4. CONCLUSÕES	64
 5. ANÁLISE DINÂMICA E PARAMÉTRICA	65
5.1. INTRODUÇÃO	65
5.2. INFLUÊNCIA DA VARIAÇÃO DE RIGIDEZ DA VIA	66
5.3. INFLUÊNCIA DO MÓDULO DE DEFORMABILIDADE SOLO DE FUNDAÇÃO 1	68
5.4. INFLUÊNCIA DA ALTURA DA CAMADA DO SOLO DE FUNDAÇÃO	72
5.5. INFLUÊNCIA DA RIGIDEZ DAS PALMILHAS.....	75
5.5.1. UTILIZAÇÃO DE PALMILHAS COM A MESMA RIGIDEZ AO LONGO DA VIA	75
5.5.2. UTILIZAÇÃO DE PALMILHAS COM DIFERENTE RIGIDEZ AO LONGO DA VIA	77
5.6. INFLUÊNCIA DO MÓDULO DE DEFORMABILIDADE DO BALASTRO	79
5.7. ESTUDO DE SOLUÇÕES A ADOPTAR EM ZONAS DE TRANSIÇÃO	81
5.7.1. CUNHA DE TRANSIÇÃO	81
5.7.2. CAMADA BETUMINOSA	83
 6. CONCLUSÕES	87
6.1. CONCLUSÕES GERAIS.....	87
6.2. PERSPECTIVAS DE DESENVOLVIMENTOS FUTUROS.....	88

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 – Locomotiva a vapor “Rocket” (Ribeiro da Silva 2004)	2
Figura 1.2 – Inauguração do Caminho-de-Ferro em Portugal (Aquarela de Alfredo Gameiro).....	3
Figura 1.3 – Rede de Alta Velocidade na Europa (adaptado de RAVE)	4
Figura 1.4 – Rede de Alta Velocidade Nacional (RAVE)	5
Figura 2.1 – Estrutura da via férrea: a) corte transversal; b) corte longitudinal (Fortunato, 2006).....	7
Figura 2.2 – Funcionamento da via férrea balastrada (Fortunato, 2006)	8
Figura 2.3 – Contaminação do balastro (Fortunato, 2006)	9
Figura 2.4 – “Bump” verificado em zonas de transição (ERRI, 1999).....	10
Figura 2.5 – Falhas no nivelamento da via junto a uma ponte em via não balastrada (ERRI, 1999) ...	11
Figura 2.6 – Esquema da zona de transição ponte-aterro (Smekal, 1997)	13
Figura 2.7 – Deslizamento do balastro e do aterro (ERRI, 1999).....	14
Figura 2.8 – Desenvolvimento da rotura por corte progressivo na fundação: a) fundação estável; b) início da instabilidade; c) aumento da instabilidade; d) manifestação superficial da instabilidade (Li, 1994)	15
Figura 2.9 – Rotações nos extremos dos vãos da ponte (ENV, 2003).....	17
Figura 2.10 – Limites da frequência natural da estrutura em função do comprimento determinante (ERRI, 1999).....	18
Figura 2.11 – Empenamento do tabuleiro da ponte (ENV, 2003).....	18
Figura 2.12 – Movimentos devido à acção térmica numa ponte integral (adaptado de ERRI, 1999) ...	19
Figura 2.13 – Perfil típico de um aterro junto ao encontro da ponte numa linha férrea recentemente construída (ERRI, 1999).....	20
Figura 2.14 – Perfil típico de um aterro junto ao encontro da ponte numa linha férrea já existente (ERRI, 1999).....	21
Figura 2.15 – Exemplo de uma solução do tipo “Bloco Técnico” na Alemanha (adaptado de UIC 719R, 2008)	23
Figura 2.16 – Exemplo de uma solução do tipo “Bloco Técnico” em Itália (adaptado de UIC 719R, 2008)	23
Figura 2.17 – Exemplo de uma solução adoptando uma laje de transição (adaptado de ERRI, 1999).....	24
Figura 2.18 – Perfil longitudinal de diferentes linhas de Alta Velocidade (adaptado de Teixeira <i>et al.</i> , 2006)	24
Figura 2.19 – Possibilidades para otimizar a elasticidade da via (adaptado de Leykauf <i>et al.</i> , 2006)	25
Figura 3.1 – Modelação da locomotiva: a) modelo dinâmico; b) modelo recorrendo a elementos de barra (Calçada, 1995)	27
Figura 3.2 – Perfil longitudinal da zona de transição (adaptado de Calçada, 1995)	28

Figura 3.3 – Modelação da zona de transição: a) modelo dinâmico; b) modelo adoptando elementos de viga (Calçada, 1995)	28
Figura 3.4 – Diferentes situações de variação da rigidez: a) patamar intermédio da rigidez; b) variação linear da rigidez (Calçada, 1995).....	30
Figura 3.5 – Comparação da rigidez vertical da via para os diferentes casos de estudo (Calçada, 1995).....	30
Figura 3.6 – Componente dinâmica da força de interacção para a situação 1: a) $v = 30$ m/s; b) $v = 70$ m/s; c) $v = 110$ m/s (Calçada, 1995)	31
Figura 3.7 – Componente dinâmica da força de interacção para a situação 2: a) $v = 30$ m/s; b) $v = 70$ m/s; c) $v = 110$ m/s (Calçada, 1995)	31
Figura 3.8 – Componente dinâmica da força de interacção para a situação 3: a) $v = 30$ m/s; b) $v = 70$ m/s; c) $v = 110$ m/s (Calçada, 1995)	31
Figura 3.9 – Amplificações dinâmicas, para as três situações de análise, em função da velocidade (Calçada, 1995).....	32
Figura 3.10 – Influência da rigidez da via na potência dissipada pelo veículo (adaptado de López Pita <i>et al.</i> , 2004).....	33
Figura 3.11 – Influência da rigidez vertical da via nos custos de manutenção (adaptado de López Pita <i>et al.</i> , 2004).....	34
Figura 3.12 – Valores aproximados da influência da rigidez vertical da via na dissipação de potência para uma velocidade de 300 km/h usando carris UIC 60 (adaptado de López Pita <i>et al.</i> , 2004).....	35
Figura 3.13 – Previsão do custo anual por km da energia dissipada numa via de alta velocidade espanhola (adaptado de López Pita <i>et al.</i> , 2004).....	36
Figura 3.14 – Relação entre os custos totais e a rigidez da via (adaptado de López Pita <i>et al.</i> , 2004).....	36
Figura 3.15 – Influência da rigidez da via na velocidade de vibração do balastro (adaptado de López Pita <i>et al.</i> , 2004).....	37
Figura 3.16 – Rigidez óptima das palmilhas (adaptado de López Pita <i>et al.</i> , 2004).....	39
Figura 3.17 – Variação de rigidez e assentamentos de uma via, Suécia (adaptado de Lundqvist <i>et al.</i> , 2006).....	39
Figura 3.18 – Variação da rigidez da via, Suécia (adaptado de Lundqvist <i>et al.</i> , 2006).....	40
Figura 3.19 – Optimização da rigidez do conjunto balastro – solo de fundação (adaptado de Lundqvist <i>et al.</i> , 2006).....	41
Figura 3.20 – Força de interacção roda/carril antes e depois da optimização: a) transição rígido → flexível; b) transição flexível → rígido (adaptado de Lundqvist <i>et al.</i> , 2006).....	42
Figura 3.21 – Optimização da rigidez das palmilhas (Lundqvist <i>et al.</i> , 2006).....	42
Figura 3.22 – Força de interacção para a solução optimizada e para a solução sem utilização de palmilhas sob as travessas (adaptado de Lundqvist <i>et al.</i> , 2006)	43
Figura 4.1 – Pormenor da modelação na zona de transição	47
Figura 4.2 – Modelo 3D da via: a) vista em perspectiva; b) corte transversal	47

Figura 4.3 – Modelo dinâmico da locomotiva do comboio ICE2 (Ribeiro <i>et al.</i> , 2008)	48
Figura 4.4 – Modelo dinâmico da locomotiva ICE2 no programa ANSYS® (Ribeiro <i>et al.</i> , 2008)	49
Figura 4.5 – Distribuição das tensões de contacto entre a roda e o carril segundo a teoria de Hertz (Calçada, 1995)	49
Figura 4.6 – Esquema de funcionamento dos elementos de contacto no programa ANSYS®	50
Figura 4.7 – Elemento de fronteira num modelo bidimensional	51
Figura 4.8 – Deslocamentos verticais em função da posição vertical: a) via; b) solo de fundação	53
Figura 4.9 – Deslocamentos verticais da via em função da posição vertical para $H_{\text{solo}} = 4$ m	55
Figura 4.10 – Deslocamentos verticais do solo de fundação em função da posição vertical para $H_{\text{solo}} = 4$ m	55
Figura 4.11 – Variação da espessura B em função do módulo de deformabilidade do solo de fundação para $H_{\text{solo}} = 4$ m	57
Figura 4.12 – Pormenor da variação da espessura B para $H_{\text{solo}} = 4$ m	57
Figura 4.13 – Deslocamentos verticais da via em função da posição vertical para $H_{\text{solo}} = 8$ m	58
Figura 4.14 – Deslocamentos verticais do solo de fundação em função da posição vertical para $H_{\text{solo}} = 8$ m	59
Figura 4.15 – Deslocamentos verticais da via em função da posição vertical para $H_{\text{solo}} = 12$ m	61
Figura 4.16 – Deslocamentos verticais do solo de fundação em função da posição vertical para $H_{\text{solo}} = 8$ m	61
Figura 5.1 – Evolução da força de interacção roda-carril para diferentes variações de rigidez com $E_1 = 40$ MPa e $H_{\text{solo}} = 4$ m: a) $E_2/E_1 = 5$; b) $E_2/E_1 = 20$; c) $E_2/E_1 = 100$; d) $E_2/E_1 = 500$	67
Figura 5.2 – Evolução da força de interacção roda-carril para diferentes variações de rigidez com $E_1 = 80$ MPa e $H_{\text{solo}} = 4$ m: a) $E_2/E_1 = 5$; b) $E_2/E_1 = 20$; c) $E_2/E_1 = 100$; d) $E_2/E_1 = 500$	69
Figura 5.3 – Evolução da força de interacção roda-carril para diferentes variações de rigidez com $E_1 = 120$ MPa e $H_{\text{solo}} = 4$ m: a) $E_2/E_1 = 5$; b) $E_2/E_1 = 20$; c) $E_2/E_1 = 100$; d) $E_2/E_1 = 500$	70
Figura 5.4 – Evolução da força de interacção roda-carril para diferentes alturas do solo de fundação com $E_1 = 40$ MPa: a) $H_{\text{solo}} = 4$ m; b) $H_{\text{solo}} = 8$ m; c) $H_{\text{solo}} = 12$ m	72
Figura 5.5 – Evolução da força de interacção roda-carril para diferentes alturas do solo de fundação com $E_1 = 80$ MPa: a) $H_{\text{solo}} = 4$ m; b) $H_{\text{solo}} = 8$ m; c) $H_{\text{solo}} = 12$ m	73
Figura 5.6 – Evolução da força de interacção roda-carril para diferentes alturas do solo de fundação com $E_1 = 120$ MPa: a) $H_{\text{solo}} = 4$ m; b) $H_{\text{solo}} = 8$ m; c) $H_{\text{solo}} = 12$ m	74
Figura 5.7 – Evolução da força de interacção roda-carril para diferentes valores de rigidez das palmilhas: a) $k_p = 50$ N/m; b) $k_p = 100$ N/m; c) $k_p = 300$ N/m; d) $k_p = 500$ N/m	76
Figura 5.8 – Evolução da força de interacção roda-carril para diferentes valores de rigidez das palmilhas: a) $k_{p1} = 75 \times 10^6$ N/m e $k_{p2} = 50 \times 10^6$ N/m; $k_{p1} = 100 \times 10^6$ N/m e $k_{p2} = 50 \times 10^6$ N/m; $k_{p1} = 300 \times 10^6$ N/m e $k_{p2} = 150 \times 10^6$ N/m; $k_{p1} = 500 \times 10^6$ N/m e $k_{p2} = 250 \times 10^6$ N/m	78
Figura 5.9 – Evolução da força de interacção roda-carril para diferentes valores do módulo de deformabilidade do balastro: a) $E_{\text{bal}} = 25$ MPa; b) $E_{\text{bal}} = 100$ MPa; c) $E_{\text{bal}} = 200$ MPa	80

Figura 5.10 – Cunha de transição adoptada na linha de alta velocidade que liga Sevilha a Madrid (López Pita <i>et al.</i> , 2006).....	81
Figura 5.11 – Modelação da cunha de transição	82
Figura 5.12 – Evolução da força de interacção roda-carril: a) via com cunha de transição; b) via sem cunha de transição	83
Figura 5.13 – Pormenor da camada betuminosa	84
Figura 5.14 – Evolução da força de interacção roda-carril: a) $h_{\text{bet}} = 0.12$ m; b) $h_{\text{bet}} = 0.15$ m; $h_{\text{bet}} = 0.18$ m	85

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1 – Relação máxima flecha/vão (ENV, 2003)	16
Tabela 2.2 - Rotações máximas nos extremos do tabuleiro da ponte (ENV, 2003).....	17
Tabela 2.3 - Variação angular máxima e raio de curvatura mínimo	17
Tabela 3.1 - Comparação da rigidez das palmilhas em diferentes linhas férreas (López Pita <i>et al.</i> , 2004)	37
Tabela 3.2 - Análise da influência da rigidez das palmilhas na rigidez da via, França (López Pita <i>et al.</i> , 2004)	38
Tabela 3.3 - Análise da influência da rigidez das palmilhas na rigidez da via, Alemanha (López Pita <i>et al.</i> , 2004).....	38
Tabela 4.1 - Características da modelação da via em estado plano de tensão (baseado em Lopes 2008)	46
Tabela 4.2 - Características do modelo da locomotiva ICE2.....	49
Tabela 4.3 - Cálculo do amortecimento viscoso das fronteiras do solo de fundação.....	51
Tabela 4.4 - Ajuste das espessuras dos elementos planos do modelo 2D	53
Tabela 4.5 - Influência do módulo de deformabilidade do solo de fundação no processo de calibração para $H_{\text{solo}} = 4 \text{ m}$	56
Tabela 4.6 - Comparação dos assentamentos diferenciais do subbalastro e das primeiras camadas do solo de fundação	58
Tabela 4.7 - Influência do módulo de deformabilidade do solo de fundação no processo de calibração para $H_{\text{solo}} = 8 \text{ m}$	59
Tabela 4.8 - Influência do módulo de deformabilidade do solo de fundação no processo de calibração para $H_{\text{solo}} = 8 \text{ m}$	62
Tabela 5.1 - Valores máximos e mínimos da força de interacção $E_1 = 40 \text{ MPa}$ $H_{\text{solo}} = 4 \text{ m}$	67
Tabela 5.2 - Valores máximos da força de interacção referentes aos dois eixos	71
Tabela 5.3 - Valores mínimos da força de interacção referentes aos dois eixos	71
Tabela 5.4 - Valores máximos da força de interacção referentes aos dois eixos variando H_{solo}	75
Tabela 5.5 - Valores mínimos da força de interacção referentes aos dois eixos variando H_{solo}	75
Tabela 5.6 - Valores máximos e mínimos da força de interacção referentes aos dois eixos variando k_p	77
Tabela 5.7 - Valores máximos e mínimos da força de interacção referentes aos dois eixos variando k_{p1} e k_{p2}	79
Tabela 5.8 - Valores máximos e mínimos da força de interacção referentes aos dois eixos variando E_{bal}	81
Tabela 5.9 - Características da cunha de transição.....	82

Tabela 5.10 - Valores máximos e mínimos da força de interacção referentes aos dois eixos com e sem cunha de transição..... 83

Tabela 5.11 - Valores máximos e mínimos da força de interacção referentes aos dois eixos para vários h_{bet} 85

INTRODUÇÃO

1.1. EVOLUÇÃO DOS CAMINHOS-DE-FERRO

Dá-se o nome de caminho-de-ferro a um sistema de transporte que emprega vagões, puxados por locomotivas, que rodam sobre carris previamente dispostos.

Desde a Antiguidade que se empregam carris para facilitar a deslocação de cargas pesadas. Já os egípcios o utilizavam para auxiliar nos trabalhos de construção dos seus monumentos, e também os romanos o utilizavam no transporte das suas pesadas máquinas de guerra (Ribeiro da Silva, 2004). Durante esse período o movimento dos vagões era garantido recorrendo à tracção animal e o material usado para fabrico dos carris era a madeira, até que no século XVIII, com a revolução industrial, se começou a utilizar o ferro.

Foi devido à Revolução Industrial, com início no século XVIII em Inglaterra, e às mudanças tecnológicas que ocorreram, que surgiram os caminhos-de-ferro como hoje os conhecemos. A abundância de reservas de carvão mineral e de minério de ferro na Inglaterra impulsionou a invenção do motor a vapor e o crescimento da utilização do ferro. Os carris de madeira são assim substituídos por carris de ferro e o transporte dos vagões por tracção animal é substituído pela energia a vapor.

A primeira locomotiva a vapor a operar sobre carris foi construída pelo engenheiro britânico Richard Trevitick em 1804, no entanto devido ao seu excessivo peso teve um sucesso efémero. Um modelo de locomotiva a vapor mais eficaz foi construído por George Stephenson em 1814 que servia para transportar carvão nas minas. Esta locomotiva conseguiu transportar trinta toneladas a uma velocidade de seis quilómetros por hora. No entanto o seu grande sucesso foi a locomotiva a que deu o nome de “Rocket”, que venceu de forma impressionante uma competição que tinha como objectivo decidir qual a locomotiva a operar na linha que ligaria Manchester a Liverpool, decorria o ano de 1829.

O passo seguinte da evolução dos caminhos-de-ferro consistiu no surgimento de locomotivas eléctricas. A primeira locomotiva eléctrica foi apresentada em 1879 na Exposição Mundial de Berlim por Werner von Siemens.

No final do século XIX, com a invenção do motor a diesel, foram desenvolvidas novas locomotivas que usavam unicamente esta tecnologia, e ainda locomotivas a conciliar o funcionamento eléctrico com o funcionamento a diesel. Desta maneira as locomotivas a vapor começaram a perder o protagonismo até desaparecerem definitivamente. Hoje em dia são objectos históricos, nomeadamente em Portugal ainda se utiliza a locomotiva a vapor na linha turística do Douro.



Figura 1.1 – Locomotiva a vapor “Rocket” (Ribeiro da Silva, 2004)

Contrariando toda esta tendência de desenvolvimento, após a Segunda Guerra Mundial, devido à queda no preço do petróleo e ao grande desenvolvimento da indústria automóvel e ainda da indústria dos aviões, os caminhos-de-ferro mundiais entram numa crise que se estende até metade dos anos oitenta.

A indústria ferroviária sente então uma necessidade de se modernizar para dar resposta à pressão competitiva imposta pelos outros meios de transporte. Assiste-se então a um desenvolvimento dos caminhos-de-ferro no que se refere à velocidade de transporte, redução de custos, melhoramento da organização e dos serviços prestados, alcançando-se assim a era da alta velocidade.

Aliando as grandes preocupações ambientais e de segurança e o congestionamento rodoviário com o desenvolvimento e modernização da indústria ferroviária, adivinha-se um papel fundamental no sistema de transportes para os caminhos-de-ferro.

1.2. OS CAMINHOS-DE-FERRO EM PORTUGAL

Existiu uma grande oposição à implementação do caminho-de-ferro em Portugal por parte das empresas que controlavam os meios de transporte no nosso país, nomeadamente as diligências da Mala-Posta, que associou o transporte de correio com o transporte de passageiros, os grupos de viação por tracção animal e ainda as companhias que garantiam o transporte por barco.

No entanto, o estado caótico dos transportes em Portugal motivou uma discussão em que de um lado se defendia a ligação do país através da construção de estradas, e do outro lado defendia-se a opção do caminho-de-ferro como essencial para o desenvolvimento dos meios de transporte portugueses.

Após uma época de agitação política, em 1851 chega ao poder um novo movimento denominado de Regeneração, que tinha como principais objectivos a criação de infra-estruturas que fomentassem o desenvolvimento do país. Foi neste período que se criou pela primeira vez o Ministério das Obras Públicas, Comércio e Indústria. O primeiro titular deste ministério foi Fontes Pereira de Melo, que acabou por assumir grande protagonismo no desenvolvimento do caminho-de-ferro em Portugal.

Em 1853 a Companhia Central Peninsular dos Caminhos-de-Ferro de Portugal vence o concurso para a construção de uma linha férrea com o objectivo de ligar Lisboa à fronteira com Espanha passando por Santarém, o início da sua construção ocorreu a 7 de Maio de 1853. Eis então que a 28 de Outubro de 1856 realiza-se a viagem inaugural do troço entre Lisboa e o Carregado. Uma cerimónia com toda a

pompa e circunstância que contou com a presença do Rei de Portugal D. Pedro V, um dos mais entusiastas defensores do caminho-de-ferro. Inicialmente a linha foi construída com uma bitola de 1,44 metros, sendo mais tarde substituída pela bitola peninsular de 1,67 metros.



Figura 1.2 – Inauguração do Caminho-de-Ferro em Portugal (Aquarela de Alfredo Gameiro)

Posteriormente novas linhas começaram a ser construídas, o desenvolvimento do caminho-de-ferro permitiu inaugurar linhas em todo o país acrescentando uma forte melhoria no meio de transporte de passageiros e de mercadoria em Portugal.

Na construção destas novas linhas, há a salientar a conclusão da linha do Leste que acabou por ligar Portugal a Espanha em Setembro de 1863, e a construção da linha do Norte. A construção destas linhas foram entregues ao empreiteiro espanhol D. José de Salamanca, empreiteiro com vasta experiência adquirida em Espanha e Itália. Foi responsável pelo aceleração notável no ritmo da construção das novas linhas do caminho-de-ferro em Portugal.

A meio do século XX, devido à estagnação verificada nos caminhos-de-ferro portugueses, o Estado decide realizar um forte investimento com o objectivo de reorganizar e modernizar este meio de transporte. Com esse investimento inicia-se a electrificação de algumas linhas do país. É durante este período que se abandonam as locomotivas a vapor e começam a circular as locomotivas a diesel e eléctricas.

Com a entrada de Portugal na Comunidade Económica Europeia em 1986, os caminhos-de-ferro são como que deixados de parte em detrimento do investimento em infra-estruturas rodoviárias. O investimento por parte do Estado português volta a realizar-se a meio da década de noventa.

No presente Portugal tem como projecto fundamental para o seu desenvolvimento a ligação a Espanha e ao resto da Europa através dos comboios de alta velocidade.

1.3. A ALTA VELOCIDADE

Com a finalidade de estabelecer uma ligação rápida, segura e cómoda entre o principal eixo económico e populacional do país, o Japão na década de trinta do século XX começou a elaborar um projecto para a realização de uma linha ferroviária revolucionária, uma linha de alta velocidade. No entanto a elaboração do plano de alta velocidade estagnou devido à Segunda Guerra Mundial. Já na década de cinquenta com o seu rápido desenvolvimento, o Japão decidiu avançar novamente com o plano da construção da rede de alta velocidade. É assim que em 1964 é estabelecida a ligação entre Tóquio e Osaka através da alta velocidade, atingindo numa primeira etapa uma velocidade máxima de 210 km/h.

Na Europa a primeira linha de alta velocidade a entrar em funcionamento estabeleceu a ligação entre as duas principais cidades francesas, Paris e Lyon. Esta linha foi inaugurada decorria o ano de 1981 e

atingia uma velocidade máxima de 260 km/h. Rapidamente foram construídas mais linhas de alta velocidade na França e em outros países europeus ao longo dos anos seguintes, nomeadamente na Alemanha, em Espanha e Itália.

Actualmente a União Europeia tem como objectivo principal da sua política de transportes a implementação de uma rede transeuropeia de alta velocidade ferroviária. Este projecto passa pela construção de novas linhas que possibilitem a circulação a uma velocidade superior, mas também passará pela renovação de linhas já existentes com o objectivo de aumentar a velocidade de circulação nessas linhas. Este projecto permite descongestionar os principais eixos da Europa e tornar as distâncias mais curtas potenciando o desenvolvimento dos países da União Europeia.

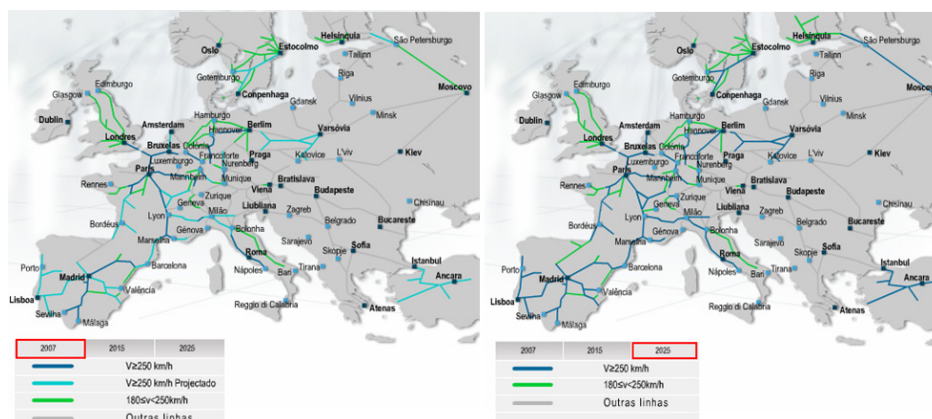


Figura 1.3 – Rede de Alta Velocidade na Europa (adaptado de RAVE)

A rede de alta velocidade na Europa actualmente tem uma extensão de 4700 km e pretende-se que atinja os 6000 km no ano de 2010. O recorde de velocidade ferroviária na Europa aconteceu em Abril de 2007 pelo TGV francês durante um teste de velocidade na linha Paris-Estrasburgo em que atingiu a velocidade de 574,8 km/h. No entanto a velocidade máxima alguma vez atingida por um comboio foi no Japão em 2003, o seu funcionamento recorria à tecnologia de levitação magnética e conseguiu atingir a marca impressionante de 581 km/h.

1.4. A ALTA VELOCIDADE EM PORTUGAL

Os primeiros estudos em Portugal sobre a alta velocidade ocorreram no final dos anos oitenta devido à necessidade de integrar a rede ferroviária portuguesa na europeia. Resultou então, em 1988, a decisão de modificar a bitola das linhas existentes para a bitola europeia de 1,435 m.

Portugal começa agora a construção das primeiras linhas de alta velocidade do nosso país. Este projecto permitirá uma aproximação de Portugal à Europa a nível social, económico e territorial. O governo português pretende com este tipo de investimento um maior desenvolvimento económico e tecnológico do país.

Foi em 2003 na Cimeira Luso-Espanhola que se deu um passo fundamental na implementação da alta velocidade em Portugal ao definir as ligações da rede portuguesa à fronteira espanhola. Definiu-se ainda os tempos de percurso e os prazos de realização do projecto.

Está previsto para 2013 o início da exploração das ligações Lisboa-Madrid e ainda Porto-Vigo, enquanto a data prevista para o início da exploração da ligação Lisboa-Porto é 2015. Encontram-se ainda em fase de estudo as ligações Aveiro-Salamanca e Évora-Faro.



Figura 1.4 – Rede de Alta Velocidade Nacional (RAVE)

O projecto da rede ferroviária de alta velocidade nacional prevê a articulação com a rede ferroviária convencional, com os principais aeroportos e ainda com os principais portos, dinamizando não só o transporte ferroviário em Portugal mas sim todos os meios de transporte de passageiros e mercadorias em Portugal.

1.5. OBJECTIVO DA TESE

A elaboração deste trabalho tem como principal finalidade analisar os efeitos dinâmicos causados no sistema via-comboio devido a variações bruscas da rigidez vertical da plataforma de vias férreas de alta velocidade.

Como ponto de partida foi estudado o processo utilizado para calibrar o modelo plano 2D, modelo este no qual se realizaram as análises dinâmicas que modelaram o sistema solo-via-comboio, em comparação com um modelo 3D. Acerca do processo de calibração estudou-se também a influência de diversos factores na convergência e funcionamento do processo, tais como a profundidade do solo firme e ainda a influência do módulo de deformabilidade do solo de fundação.

Relativamente à análise do comportamento dinâmico do sistema via-comboio em zonas de variação de rigidez vertical da via, o trabalho realizado nesta tese incidiu principalmente na variação das forças de interacção entre a roda e o carril. Realizou-se um estudo paramétrico com o objectivo de avaliar a influência de vários parâmetros do sistema no seu comportamento dinâmico, analisou-se a influência da diferença dos módulos de deformabilidade dos solos de fundação considerando diferentes valores para a razão entre os dois, analisou-se também a influência do módulo de deformabilidade do solo de fundação inicial, da altura do solo de fundação, da rigidez das palmilhas e ainda do módulo de deformabilidade da camada de balastro.

Estudou-se ainda a eficácia de duas soluções de mitigação dos efeitos dinâmicos em zonas de variação de rigidez vertical da via. Uma solução consiste na utilização de uma camada betuminosa enquanto uma segunda solução consiste na adopção de uma cunha de transição.

1.6. CONTEÚDO DA TESE

A estrutura deste trabalho foi dividida em seis capítulos.

O Capítulo 1 consiste numa introdução em que faz um enquadramento histórico e uma descrição da evolução dos caminhos-de-ferro, tanto a nível mundial como a nível nacional. É ainda apresentada a estrutura seguida para a elaboração desta tese.

No Capítulo 2 descreve-se a estrutura e o funcionamento de uma via férrea balastrada, analisando cada uma das suas componentes. São ainda descritos os problemas relativos às zonas de transição, normas e recomendações a adoptar no dimensionamento de zonas de transição e possíveis soluções capazes de minimizar os problemas em zonas de transição.

No Capítulo 3 faz-se referência a investigações anteriormente realizadas acerca dos efeitos dinâmicos em zonas de transição, da importância da rigidez vertical da via e outros aspectos relativos à via e ainda se referem estudos que incidem sobre a força de interacção entre a roda e o carril.

No Capítulo 4 refere-se as considerações tidas em conta na modelação do sistema solo-via-comboio e na modelação da sua interacção. Analisa-se ainda o método de calibração do modelo plano 2D em função de um modelo 3D, estudando a influência de vários parâmetros na calibração do modelo.

No Capítulo 5 é feita uma análise paramétrica com o objectivo de estudar a influência de diversos parâmetros da via no seu comportamento dinâmico. É ainda realizado um estudo acerca da adopção de uma cunha de transição numa zona de transição e ainda da utilização de uma camada betuminosa, fazendo variar a sua espessura.

O Capítulo 6 apresenta as conclusões gerais do trabalho e ainda algumas perspectivas de desenvolvimentos futuros.

2

ZONAS DE TRANSIÇÃO EM VIAS FÉRREAS

2.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

As zonas das vias ferroviárias em que ocorrem bruscas variações de rigidez, têm obrigatoriamente de ser alvo de uma análise mais cuidada devido às amplificações dinâmicas que surgem nesses pontos mais sensíveis. Estes fenómenos dinâmicos da via agravam-se consoante o aumento da velocidade de circulação, obrigando a especiais atenções para o caso de vias ferroviárias de alta velocidade.

A experiência adquirida por especialistas ao longo dos anos no estudo de linhas de alta velocidade resultou na identificação de zonas nas quais se verificam a existência de vários problemas, zonas essas que necessitam de ser alvo de trabalhos de inspeção, manutenção e renovação mais frequentes em comparação com o resto da via. Consideram-se então as transições entre a via em aterro e em estrutura, como por exemplo uma ponte ou túnel, como zonas que têm de ser alvo de uma análise mais específica.

No entanto, antes de analisar as consequências na via férrea das variações de rigidez é necessário compreender a estrutura e funcionamento de uma via ferroviária.

2.2. ESTRUTURA E FUNCIONAMENTO DA VIA FÉRREA BALASTRADA

Pode-se dividir a estrutura da via férrea em dois conjuntos, a superestrutura e a subestrutura. A superestrutura é constituída pelos carris e pelas travessas, enquanto a subestrutura é formada pelas camadas de balastro e subbalastro e pelo solo de fundação.

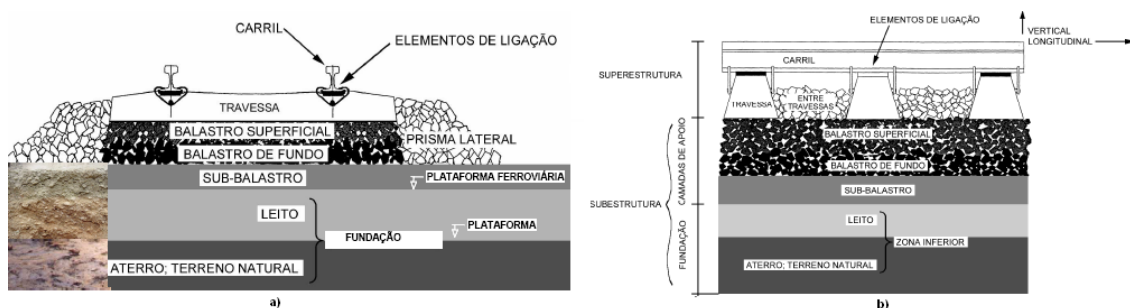


Figura 2.1 – Estrutura da via férrea: a) corte transversal; b) corte longitudinal (Fortunato, 2006)

As diferentes componentes da via férrea devem garantir que esta seja estável, resiliente e que não sofra deformações significativas quando sujeita às acções verticais, laterais e longitudinais actuantes devido à circulação de comboios e outros fenómenos.

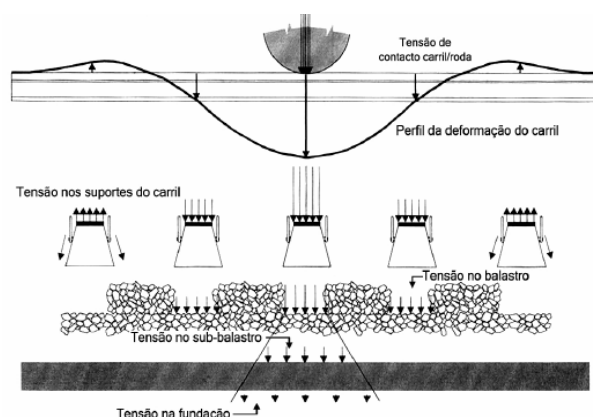


Figura 2.2 – Funcionamento da via férrea balastrada (Fortunato, 2006)

A via férrea balastrada é um tipo de via que apresenta uma boa elasticidade, um bom amortecimento das vibrações sonoras e boas condições de drenagem, características que aliadas ao relativo baixo custo que acarreta a sua construção torna este tipo de via bastante utilizado.

2.2.1. OS CARRIS

A principal função dos carris é suportar as cargas transmitidas directamente pelas rodas do comboio e transferir essas cargas para as travessas. É através dos carris que se orienta o correcto movimento dos comboios, podendo ainda servir de condutores da corrente eléctrica dos sistemas de tracção ou sinalização.

A capacidade resistente dos carris é função do seu peso por metro. Quanto mais pesados forem os carris menos desgaste e fadiga apresentarão, traduzindo-se numa conservação mais duradoura. O seu maior peso também afecta outras componentes da via, apesar de exigir um número maior de travessas retarda a sua degradação e diminui a pressão actuante no balastro.

2.2.2. AS TRAVESSAS

As principais funções das travessas são a fixação dos carris mantendo a bitola pretendida, transferir uniformemente as cargas transmitidas pelos carris para o balastro e ainda isolar electricamente um carril do outro.

O material das travessas tanto pode ser a madeira, o aço ou o betão. Relativamente às travessas de betão estas podem ser monobloco ou bi-bloco.

As travessas de betão bi-bloco consistem, como o nome indica, em dois blocos de betão armado conectados por uma barra, que pode ser de aço ou um tubo sintético preenchido com betão armado. O objectivo principal da barra que liga os dois blocos é manter a bitola pretendida. Este tipo de travessas confere uma boa resistência lateral à via, no entanto não apresenta um comportamento igualmente satisfatório no caso da camada de balastro não apresentar a espessura e características mecânicas convenientes.

A geometria das travessas monobloco de betão é muito similar às travessas de madeira e a sua forma assemelha-se a uma viga. A principal vantagem das travessas monobloco de betão é o facto de permitir a aplicação de pré-esforço, aumentando a sua capacidade de suportar cargas elevadas e intensas. Serem pouco susceptíveis à fendilhação, distribuir melhor as cargas do que as travessas bi-bloco e apresentar um baixo custo são outras das vantagens deste tipo de solução.

O diagrama de pressões sob a travessa apresenta valores mais reduzidos na zona central do que nos extremos da travessa, local onde os carris estão a carregar as travessas, podendo-se então aliviar a secção das travessas na zona central. Daqui resulta que nas travessas bi-bloco se substitui a secção central de betão por uma barra que estabelece a ligação entre os dois blocos de betão, e nas travessas monobloco se reduz a altura da secção na zona central.

2.2.3. O BALASTRO E SUBBALASTRO

O comportamento da via férrea no que se refere à sua rigidez, à manutenção da sua geometria e à sua capacidade drenante, muito depende destas duas camadas, isto devido às suas espessuras e características mecânicas.

A camada de balastro é constituída por partículas de rochas de vária natureza que devem possuir óptimas características de resistência ao desgaste por atrito e à fragmentação. Resulta da fricção entre as suas partículas a considerável capacidade de absorção de tensões de compressão que esta camada apresenta. A resistência lateral que possui é reduzida, no entanto contém uma considerável resistência longitudinal. As suas funções que contribuem para o bom comportamento da via férrea são:

- Distribuir de uma forma uniforme as tensões transmitidas pelas travessas;
- Atenuar grande parte das vibrações induzidas pelo comboio;
- Contrariar os deslocamentos transversais e longitudinais da via;
- Facultar a drenagem da via;
- Permitir o nivelamento da via durante a sua manutenção.

Deve-se ter especial atenção para evitar a contaminação do balastro causada pelo desgaste do seu material devido à acção do clima ou atrito interno ou mesmo devido à penetração de partículas finas. Este fenómeno impede a devida drenagem do balastro diminuindo assim a sua resistência ao corte.

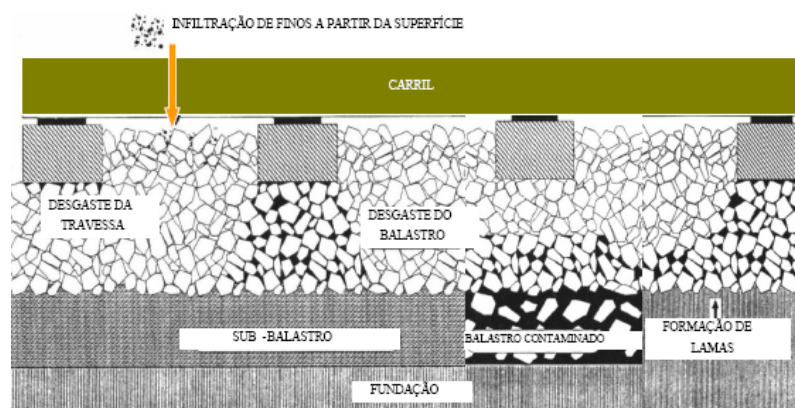


Figura 2.3 – Contaminação do balastro (Fortunato, 2006)

O subbalastro é uma camada composta por um agregado de granulometria extensa que deve possuir as mesmas características resistentes do material que compõe o balastro. Contribui para o bom comportamento da via no que se refere à manutenção da sua geometria. Tem a função de degradar as

cargas e vibrações induzidas pela circulação do comboio, drenar as águas superficiais, impedir a penetração de partículas do balastro no solo de fundação, a contaminação do balastro e a erosão da plataforma de terraplanagem.

2.3. PROBLEMAS ESPECÍFICOS EM ZONAS DE TRANSIÇÃO

2.3.1 “BUMP”

A variação de rigidez entre a via assente em aterro e a via assente sobre uma ponte, estrutura bem mais rígida e que não permite o mesmo assentamento da via, causa um assentamento diferencial formando o chamado “bump” no encontro com a ponte, fenómeno que sob a acção cíclica e dinâmica da passagem de comboios pode causar sérios danos na segurança de circulação e no conforto dos passageiros.

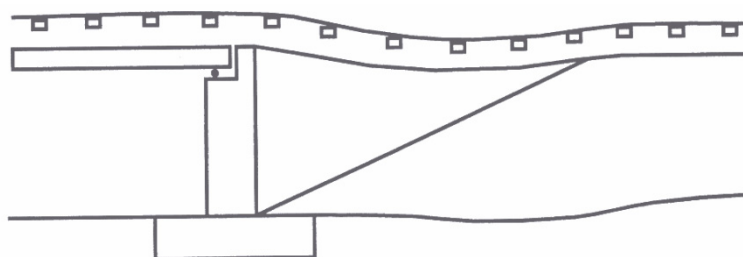


Figura 2.4 – “Bump” verificado em zonas de transição (ERRI, 1999)

É necessário uma maior manutenção nas zonas de transição para um melhor controlo dos assentamentos ocorridos tanto no solo de fundação como na cunha de transição, este controlo é garantido verificando a devida compactação dos solos utilizados.

2.3.2 PROBLEMAS RELATIVOS À VIA

2.3.2.1. Defeitos na geometria da via

Qualquer tipo de deformação que ocorra na via causa a deterioração da geometria vertical e horizontal da mesma.

As irregularidades da geometria vertical da via, na zona de transição, estendem-se ao longo de um comprimento à volta de cinco metros (7 ou 8 travessas) ou mais, dependendo da velocidade de circulação. Os defeitos verticais da geometria crescem exponencialmente após atingir a gama de poucos milímetros.

A segurança de circulação poderá ser posta em causa com a diferença de qualidade da via entre a zona em aterro e a via sobre a ponte. Este fenómeno obriga a um aumento dos custos de manutenção que deverá ser realizada mais regularmente, e poderá ainda afectar de várias maneiras a via de circulação:

- Desgaste do material circulante e dos carris;
- Restrições em parâmetros tais como a velocidade de circulação e a carga por eixo dos veículos;
- Deterioração na qualidade de circulação;
- Aumento das vibrações e do ruído.

Onde existirem defeitos verticais da geometria da via ferroviária, facilmente surgirão defeitos horizontais devido às forças horizontais originadas pela circulação do comboio e pela encurvadura da

via. Para manter estes defeitos dentro dos limites requeridos para uma circulação segura é necessário garantir uma frequente e adequada manutenção da via.

2.3.2.2. As travessas flutuantes

As travessas flutuantes consistem em travessas que se encontram levantadas em relação à sua camada de suporte, o balastro. Quando a via não se encontra carregada existe uma folga entre as travessas e a camada de balastro, fenómeno de difícil percepção uma vez que os defeitos verticais da geometria da via apenas são visíveis em condições de carregamento devido à rigidez vertical dos carris.

Quando a via é carregada devido à passagem de um comboio, as travessas serão pressionadas no sentido descendente até encontrarem a sua camada de suporte. A rapidez destes movimentos resulta em cargas de elevado impacto no balastro e no subsolo provocando um aumento dos assentamentos.

2.3.2.3. Diminuição da resistência lateral

Um dos efeitos causado pelas travessas flutuantes é a diminuição da resistência lateral da via. Uma vez que as travessas não se encontram em contacto com o balastro a compactação deste é afectada, consequentemente o risco de encurvadura da via aumenta.

As forças de arranque e frenagem combinadas com os efeitos de variação de temperatura, retracção e fluência da ponte, no caso de não existirem juntas de dilatação, podem causar esforços longitudinais elevados nos carris e ainda degradação do balastro. Estes efeitos atingem o seu máximo na zona de transição, local onde a resistência lateral do balastro é mínima. Estes fenómenos podem pôr em causa a segurança de circulação, poderão aumentar os assentamentos da via e causar a encurvadura dos carris ou mesmo levar à sua rotura.

2.3.2.4. Problemas derivados da manutenção da via

Problemas referentes à via em zonas de transição poderão também resultar da manutenção. O caso de pontes em via não balastrada está mais sujeito a problemas de manutenção uma vez que é necessário nivelar a via sobre a ponte com a via assente em aterro. O nivelamento das duas secções no encontro é bastante complicado, isto apesar dos avanços tecnológicos no que diz respeito a máquinas que executam esse tipo de operações.

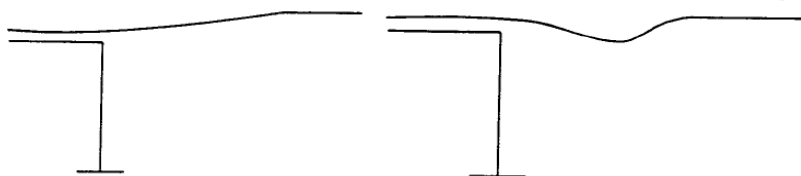


Figura 2.5 – Falhas no nivelamento da via junto a uma ponte em via não balastrada (ERRI, 1999)

2.3.2.5. Factores responsáveis pelo aparecimento de defeitos na geometria da via

As rotações da via causadas pela flexão da ponte originam um movimento longitudinal e um levantamento da via em ambos os encontros da ponte nas zonas de transição. As descontinuidades verticais na geometria da via, durante a circulação, levarão a um aumento das forças dinâmicas.

As acções térmicas são outro fenómeno causador de defeitos na geometria da via. Ao actuar na ponte causam um movimento longitudinal do tabuleiro da ponte sob o balastro, no caso de se utilizar carris soldados em longas barras a compactação do balastro será afectada.

Em zonas de variação de rigidez, nomeadamente quando se passa de uma secção de via em aterro para uma secção de via na ponte, mesmo que a geometria da via esteja intacta, as cargas rolantes irão produzir um forte impacto sobrecarregando o subsolo. O resultado desta sobrecarga do subsolo será o assentamento das primeiras travessas logo a seguir ao encontro da ponte. A variação de rigidez entre a via em aterro e a via na ponte é explicável pelo facto da maior parte da elasticidade vertical da via derivar da deformação do subsolo e do balastro. Uma vez que a maior parte das pontes é fundada em estacas não é possível mobilizar essa elasticidade na via assente sobre a ponte. Esta diferença de elasticidade é responsável pelos assentamentos diferenciais que se verificam nas zonas de transição, que por sua vez provocam um aumento na aceleração do comboio e nas cargas actuantes próximo dos encontros da ponte. As cargas adicionais provocam o defeito na geometria da via, resultando em mais um aumento de cargas actuantes.

Uma possível solução para atenuar os efeitos resultantes das bruscas variações de rigidez ao longo da via é a utilização de lajes de transição longas. O recurso a esta solução permite uma transição mais gradual relativamente à rigidez da via, consequentemente as cargas de impacto serão menores e ocorrerá uma melhor distribuição de pressões.

2.3.3. PROBLEMAS RELATIVOS À PONTE

Neste ponto irão ser expostos os problemas verificados na zona de transição resultantes das características da ponte.

O dimensionamento e fundação dos encontros da ponte podem não assegurar um bom suporte para a via balastrada podendo mesmo ocorrer a dispersão do balastro junto ao encontro. A variação brusca de rigidez que ocorre no encontro causará efeitos negativos no comportamento da via, especialmente no caso da via assente sobre a ponte não ser balastrada. De referir também que geralmente o dimensionamento do encontro não assegura boas condições de drenagem do aterro junto ao encontro.

A não utilização de lajes de transição poderá prejudicar o comportamento da via na zona de transição. Este tipo de solução, facilitando uma variação de rigidez mais gradual ao longo da via, melhora consideravelmente o comportamento da via na zona de transição. A questão da utilização de lajes de transição tem sido amplamente discutida no meio especializado, alguns estudos defendem a adopção de aterros devidamente tratados em alternativa às lajes de transição, embora o custo de construção destas seja menor, o custo do ciclo de vida é menor no caso dos aterros tratados com cimento. Além disso a modelação da laje conduz a rotações relativamente elevadas junto ao encontro.

Os mais sérios problemas provenientes do comportamento da ponte resultam dos movimentos que a mesma experimenta e que afecta a geometria da via de circulação. Os movimentos longitudinais do tabuleiro da ponte, devido a acções térmicas e forças de arranque e frenagem do comboio, e o levantamento do mesmo nas suas extremidades, devido à flexão da ponte, originam esforços consideráveis, descontinuidades da via e um possível desalinhamento entre a via situada sobre a ponte e a via assente no aterro.

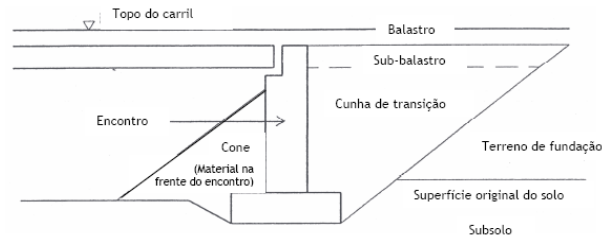


Figura 2.6 – Esquema da zona de transição ponte-aterro (Smekal, 1997)

2.3.4 PROBLEMAS RELATIVOS À GEOTECNIA

A necessidade de uma manutenção mais regular e minuciosa em zonas de transição deve-se em grande parte a medidas de melhoramento do balastro e de ajuste da geometria da via.

Os problemas geotécnicos em zonas de transição diferem consoante o tipo de obra de arte existente, geralmente este tipo de problemas é mais acentuado no caso de pontes mais antigas do que no caso de pontes recentemente construídas, uma vez que com o desenvolvimento do ramo da geotecnia tem-se tido um cuidado especial no tratamento dos solos. Algumas das falhas existentes resultam da construção de aterros em subsolos sem o devido tratamento, causando assentamentos adicionais devido à consolidação dos solos de fundação. Outro problema referenciado é a deficiente compactação do material constituinte da cunha de transição e do aterro onde assenta a via. Com a acção dinâmica e cíclica actuante devido à passagem de vários comboios, a geometria da via deteriora-se devido à sua deformação.

2.3.4.1 Assentamentos

A principal causa de problemas existentes em zonas de transição é os assentamentos, é o factor que mais contribui para a deterioração da via de circulação. Deve-se referir os assentamentos que ocorrem na cunha de transição, no subsolo e no balastro.

Uma deficiente compactação do material constituinte da cunha de transição causará o assentamento da mesma. Hoje em dia, com a utilização de materiais mais adequados, este tipo de problemas é bastante raro.

No que se refere ao subsolo, o seu assentamento é um dos problemas mais habituais em zonas de transição. Este tipo de falha é mais provável em linhas ferroviárias antigas, onde é mais elevada a probabilidade de se ter construído o aterro sem o devido tratamento do subsolo onde assenta. Uma das consequências do assentamento do subsolo é o fenómeno denominado de “bump”, explicado anteriormente. A consolidação do subsolo, dependendo do tipo de solo que é, poderá durar bastante tempo. A manutenção da via nestes casos deverá ser bastante regular.

Uma defeituosa compactação poderá também afectar o balastro. Se ao substituir o balastro de uma via sobre uma ponte se executar indevidamente o seu apiloamento, uma vez que o balastro adjacente pertencente à via assente em aterro já foi compactado pela circulação de comboios, irão ocorrer assentamentos diferenciais resultando na ocorrência de um “bump” na ponte. O assentamento do balastro da via assente sobre aterro é caso vulgar.

2.3.4.2 Assentamento devido à deterioração do balastro

A deterioração do balastro é um fenómeno particularmente ligado à interacção via-ponte em zonas de transição. Uma vez que a carga é dinâmica e cíclica, o balastro deteriorar-se-á em função do tempo. Este fenómeno tanto pode ocorrer na ponte como na zona de aterro, e uma das principais causas para tal acontecer é o levantamento da via, resultante da flexão da ponte sujeita à acção do comboio em movimento, seguido pelo impacto dinâmico no momento em que o comboio atinge a via em aterro. Outra causa que contribui para a deterioração do balastro é a irregularidade da via, que se traduz num aumento das forças dinâmicas. De referir também como contribuindo para este fenómeno a utilização de material de fraca qualidade e desadequado para constituir a camada de balastro de uma via ferroviária.

2.3.4.3 Deslizamento do balastro e do aterro

A exagerada deformação por corte dos taludes, usual particularmente em linhas antigas devido à forte inclinação dos mesmos, poderá levar ao deslizamento do balastro e do aterro. As cargas actuates, devido à circulação dos comboios, com fortes características dinâmicas e cíclicas, podem levar à excessiva deformação por corte dos taludes motivando o assentamento da via. Este fenómeno é denominado de “desaparecimento do balastro”.

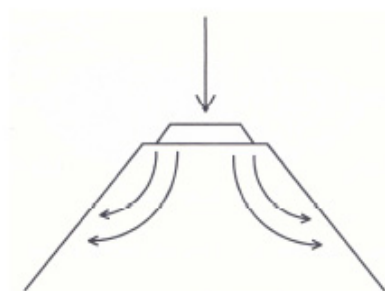


Figura 2.7 – Deslizamento do balastro e do aterro (ERRI, 1999)

Em países nos quais ocorrem constantes mudanças de temperatura causando a congelação e a descongelação do solo inúmeras vezes, como por exemplo os países escandinavos, poderá ocorrer o deslizamento do balastro e do talude devido ao levantamento do solo por congelação, resultado dessas variações térmicas.

2.3.4.4 Colapso das subcamadas da via

O colapso das subcamadas da via é um fenómeno que ocorre tipicamente nas proximidades do encontro da ponte. Uma deficiente drenagem poderá causar este tipo de ocorrência. O carregamento cíclico causado pela circulação dos comboios poderá levar ao colapso das subcamadas da via por corte progressivo. Outra possibilidade que possa motivar este tipo de acontecimento é a excessiva deformação plástica do solo, que ocorre principalmente para solos constituídos por partículas finas.

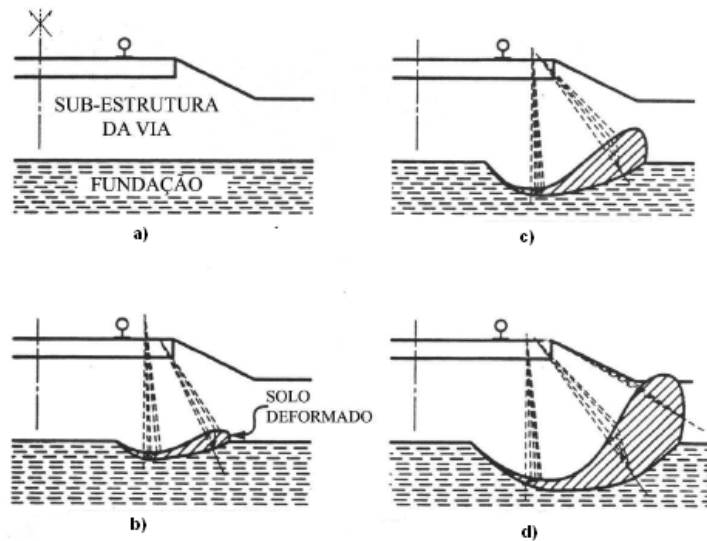


Figura 2.8 – Desenvolvimento da rotura por corte progressivo na fundação: a) fundação estável; b) início da instabilidade; c) aumento da instabilidade; d) manifestação superficial da instabilidade (adaptado de Li, 1994)

2.4. NORMAS E RECOMENDAÇÕES NO DIMENSIONAMENTO DE ZONAS DE TRANSIÇÃO

2.4.1 NORMAS E RECOMENDAÇÕES RELATIVAS À VIA

Dos trabalhos realizados pela Comissão de Especialistas D213 do ERRI, resultou a ficha UIC 774-3 (1999) que propõe métodos de controlo da estabilidade de vias compostas por carris soldados em barras longas, e ainda métodos de cálculo das forças resultantes da interação ponte-via.

Relativamente a normas específicas referentes à geometria da via, o facto de estas dependerem da velocidade de circulação do comboio e também do tipo de via dificulta a sua formulação, explicando assim a inexistência de tais normas em grande parte das companhias ferroviárias. No caso de baixas velocidades de circulação o descarrilamento é a principal condição de segurança, enquanto para altas velocidades de circulação as forças dinâmicas entre a roda e o carril e os efeitos de fadiga são as principais condições de segurança.

As disposições referentes aos requisitos do veículo têm o objectivo de assegurar a continuidade da via e estabelecer limites aceitáveis para os valores das forças dinâmicas consoante a velocidade de circulação e o valor da carga por eixo do comboio.

A transição entre o sistema via-solo e o sistema via-ponte deve ser o mais gradual e uniforme possível, para que durante a circulação do comboio não se sinta a passagem de um sistema para o outro o comportamento dos dois sistemas deve ser o mais semelhante possível.

É recomendado o uso de carris soldados em barras longas e de evitar a utilização de juntas de dilatação nas extremidades da estrutura. Nos casos em que se opte pela utilização de carris soldados em longas barras, deverá proceder-se a uma verificação com o objectivo de acautelar que o balastro do lado oposto tenha a mesma resistência lateral. De referir ainda que, sempre que possível, as juntas dos carris não deverão localizar-se a menos de 2,5 m das extremidades da ponte, ou a menos de 2,5 metros para cada lado dos pilares no caso de pontes contínuas.

Com o objectivo de assegurar a continuidade da via, é aconselhável o uso da mesma solução tanto na ponte como na zona em aterro. A utilização de via balastrada na ponte é uma das soluções mais

eficazes para assegurar a uniformidade da via ao longo da transição. Para reduzir a rigidez vertical da via sobre a ponte, para torná-la mais próxima da rigidez da via em aterro, uma das soluções a utilizar é o recurso a uma camada elástica situada entre o balastro e o tabuleiro da ponte. Nos pontos de apoio da ponte, cautelas especiais terão de se ter em conta para prevenir a invasão e consequente interferência do balastro no seu correcto funcionamento. Para casos em que se verifiquem elevados comprimentos de dilatação (superiores a 100 m) e em que existam juntas de dilatação, medidas de prevenção deverão ser tomadas com o objectivo de evitar movimentos de balastro na zona de transição.

2.4.2 NORMAS E RECOMENDAÇÕES RELATIVAS À PONTE

2.4.2.1 Limite da deformação vertical do tabuleiro da ponte

A ficha UIC 776-1 (1994) e a norma EN1991-2 (2003) impõem limites da deformação vertical do tabuleiro da ponte justificando esses valores como garantia do nível de conforto, que é avaliado segundo as acelerações verticais da caixa do comboio. Estes regulamentos estabelecem uma aceleração vertical de 1 m/s^2 e 2 m/s^2 como correspondendo a um conforto muito bom e aceitável respectivamente, no entanto não foram considerados os efeitos dinâmicos no contacto entre a roda do comboio e o carril causados pela variação de rigidez na zona de transição e o comportamento dinâmico dos diferentes elementos da via.

Tabela 2.1 – Relação máxima flecha/vão (ENV, 2003)

Velocidade de circulação (km/h)	Vão L (m)				
	$L \leq 15$	$15 < L \leq 30$	$30 < L \leq 50$	$50 < L \leq 90$	$90 < L \leq 120$
$V \leq 120$	1/800	1/900	1/800	1/600	1/600
$120 < V \leq 160$	1/900	1/1200	1/1200	1/800	1/600
$160 < V \leq 200$	1/1000	1/1400	1/1500	1/1300	1/600
$200 < V \leq 280$	1/1200	1/1500	1/2100	1/2100	1/1400
$280 < V \leq 350$	1/1500	1/1600	1/2100	1/2400	1/2200

Estes valores limite correspondem a pontes com mais de três vãos simplesmente apoiados e a uma aceleração vertical de $1,0\text{ m/s}^2$, e deve-se multiplicar por 1,1 para estruturas contínuas, 2,0 para estruturas de um só vão e por 1,5 para estruturas com dois vãos.

2.4.2.2 Limite da rotação dos extremos do tabuleiro da ponte

Há uma ligação e dependência directa entre a rotação dos extremos do tabuleiro da ponte com o limite previamente imposto à deformação vertical do mesmo. A rotação dos extremos da ponte causa um desalinhamento na geometria vertical da via, e provoca ainda um levantamento da via nomeadamente das travessas e dos carris. Devido a estes movimentos verticais entre as travessas e o balastro, é necessário considerar as zonas de transição como frágeis, uma vez que não é possível garantir que o balastro apresente uma resistência lateral suficiente junto aos encontros da ponte. O forte impacto provocado pelas travessas na camada de balastro é a principal causa para o aparecimento de

descontinuidades da geometria da via e ainda escorregamento e deterioração do balastro. O documento EN1991-2 (2003) propõe valores limite para a rotação dos extremos da ponte.



Figura 2.9 – Rotações nos extremos dos vãos da ponte (ENV, 2003)

São estabelecidos valores limite para a rotação que acontece na transição entre o tabuleiro da ponte e o aterro (θ), e também entre dois tramos consecutivos ($\theta_1 + \theta_2$). É referida ainda uma verificação adicional para velocidades de circulação superiores a 220 km/h, em que h (m) é a distância medida entre a cabeça do carril ao eixo do apoio das vigas do tabuleiro da ponte.

Tabela 2.2 – Rotações máximas nos extremos do tabuleiro da ponte (ENV, 2003)

Tipo de linha férrea	Linha de via única	Linha de via dupla	$V > 220$ km/h
θ ($\times 10^{-3}$ rad)	6,5	3,5	$\frac{2 \cdot 10^{-3}}{h}$
$\theta_1 + \theta_2$ ($\times 10^{-3}$ rad)	10,0	5,0	$\frac{4 \cdot 10^{-3}}{h}$

Os valores impostos pelo Code UIC 776-3R variam entre $5,0 \times 10^{-3}$ e $10,0 \times 10^{-3}$ rad.

2.4.2.3 Limites da deformação horizontal do tabuleiro da ponte

A deformação horizontal do tabuleiro da ponte não deverá produzir uma variação angular superior aos valores indicados no Quadro 2.3, nem raios horizontais de curvatura inferiores aos indicados no mesmo quadro.

Tabela 2.3 – Variação angular máxima e raio de curvatura mínimo

Velocidade de circulação (km/h)	Variação angular máxima ($\times 10^{-3}$ rad)	Raio de curvatura mínimo (m)	
		1 tramo	vários tramos
$V \leq 120$	3,5	1700	3500
$120 < V \leq 220$	2,0	6000	9500
$220 < V$	1,5	14000	17500

2.4.2.4 Limites da aceleração vertical e torção do tabuleiro da ponte

É necessário proceder à verificação da aceleração vertical do tabuleiro da ponte para velocidades de circulação superiores a 220 km/h ou para casos em que a frequência natural da estrutura não esteja dentro dos limites apresentados na Figura 1.5.

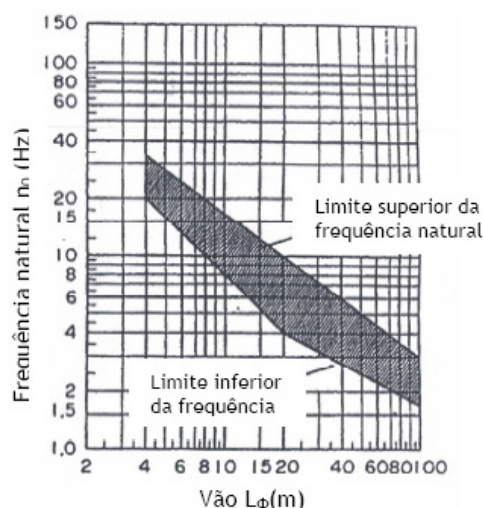


Figura 2.10 – Limites da frequência natural da estrutura em função do comprimento determinante (ERRI, 1999)

Relativamente ao empenamento do tabuleiro, os limites impostos num comprimento de 3 m são os seguintes:

- | | |
|---------------------------|---------------------------------|
| ▪ $t \leq 4,5 \text{ mm}$ | $v \leq 120 \text{ km/h}$ |
| ▪ $t \leq 3,0 \text{ mm}$ | $120 < v \leq 220 \text{ km/h}$ |
| ▪ $t \leq 1,5 \text{ mm}$ | $v > 220 \text{ km/h}$ |



Figura 2.11 – Empenamento do tabuleiro da ponte (ENV, 2003)

É necessário proceder a uma verificação suplementar no caso de velocidades superiores a 220 km/h, que consiste em garantir que $t \leq 1,2 \text{ mm}$ no caso de uma análise dinâmica segundo o Eurocódigo 1.

Segundo o Code UIC 776-3R, para o mesmo comprimento referência de 3 m, o limite imposto é $t \leq 7,5 \text{ mm}$.

2.4.2.5 Soluções estruturais

As forças e deslocamentos horizontais e verticais, causados pela acção dinâmica e cíclica do comboio em circulação, devem ser propriamente suportados pela estrutura da ponte sem causar uma deformação excessiva. O tipo de solução estrutural adoptado para a ponte vai influenciar o comportamento do sistema solo-via-ponte na zona de transição.

Os aspectos mais influentes no desnível a ocorrer na zona de transição são a profundidade da fundação, o tipo de encontro, a presença de uma laje de transição e fundamentalmente o tipo de apoio do vão extremo.

Em pontes que não apresentam juntas de dilatação entre vãos ou entre vãos e os encontros, a ligação entre o encontro e a ponte é muito rígida, provocando uma compactação da cunha de transição

aquando da dilatação da ponte. Por outro lado, o tabuleiro ao retrair vai criar um espaço atrás do encontro, provocando um desnível e possivelmente um deslizamento da cunha de transição. Neste tipo de pontes é aconselhável a utilização de uma laje de transição a toda a largura da ponte.

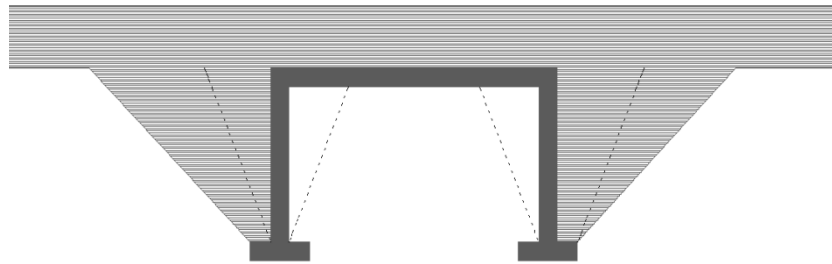


Figura 2.12 – Movimentos devido à acção térmica numa ponte integral (adaptado de ERRI, 1999)

Os parâmetros da solução estrutural da ponte que mais influenciam o comportamento da interacção via-ponte e estrutura-aterro são o seu sistema estrutural e tipo de apoios, o número e comprimento dos seus vãos, o tipo de suporte da via ferroviária utilizado na zona da ponte e o tipo de solução adoptada para o tabuleiro da ponte. Enquanto o comboio circula sobre a ponte, a via deforma-se ao mesmo tempo que a ponte, provocando um levantamento da via de aproximadamente 1-3 cm no extremo da ponte. O balastro nessa zona encontra-se descarregado durante um período, ao voltar a ser carregado

vai sofrer deformações por corte. A deformação limite dos vãos extremos da ponte, segundo especialistas, varia entre $L/500$ e $L/4000$.

Relativamente às juntas de dilatação as maiores preocupações são os problemas resultantes de uma imperfeita manutenção, nomeadamente a infiltração de água para a parte inferior da laje de transição e para trás do encontro da ponte.

2.4.2.6 Lajes de transição

As lajes de transição são elementos de betão armado, geralmente têm um comprimento entre 3,5 a 8 metros, no entanto existem exemplos de lajes de transição com 20 e mesmo 50 m de comprimento. A sua espessura varia entre os 20 e os 30 cm. O apoio da laje de transição ao extremo da ponte é executado sobre o encontro, enquanto na zona em aterro a laje de transição apoia-se directamente no aterro, em estacas ou sobre uma laje travessa. As lajes de transição têm as seguintes funções:

- Atravessar o vazio que se desenvolve nas zonas de transição;
- Prevenir o deslocamento do balastro;
- Providenciar uma rampa para harmonizar os assentamentos diferenciais entre a via em aterro e o encontro, sendo esta a função que vai determinar o comprimento da laje de transição;
- Impedir a penetração da água e a erosão do aterro.

A compactação do aterro na zona da laje de transição é mais complicada em relação ao resto do aterro, tornando assim esta zona mais susceptível de deformar devido à circulação dos comboios. No entanto, depois de controlar a qualidade do material utilizado e da compactação efectuada, a laje de transição apresenta-se como uma boa alternativa. A viabilidade desta solução depende da capacidade de evitar a infiltração de água, erosão do aterro e a atenuação do ressalto que ocorre na zona de transição. O facto de acarretar custos elevados, de possivelmente não funcionar convenientemente e ser difícil de construir condiciona a opção de utilizar lajes de transição.

2.4.2.7 Tipo de fundação

A escolha de fundações por estacas ou fundações superficiais depende das características do solo de fundação, do tipo de ponte e do facto desta cruzar ou não linhas de água. A opção a tomar vai depender da capacidade de suporte e das características mecânicas do solo de fundação. O problema do “bump” e dos assentamentos diferenciais em zonas de transição ocorre com menos frequência no caso de se utilizar fundações superficiais, isto porque neste caso o encontro assenta juntamente com o aterro deixando de existir o “bump” entre o aterro e o encontro. Neste caso a fundação superficial funciona como laje travessa e o primeiro vão da ponte como uma laje de transição.

Investigações levadas a cabo por especialistas, detectaram mais problemas relacionados com o conforto de circulação em pontes ferroviárias fundadas em estacas do que em pontes fundadas superficialmente. A explicação para esta conclusão reside no facto da ponte fundada em estacas assentar menos do que a fundada superficialmente, criando um desconforto maior na zona de transição.

2.4.3 NORMAS E RECOMENDAÇÕES RELATIVAS À GEOTECNIA

2.4.3.1 Aspectos relativos à construção e geometria dos aterros

Verificam-se diferenças consideráveis no que se refere à construção e geometria do aterro quando se trata de uma nova linha férrea ou de uma já existente. Hoje em dia tem-se bem mais preocupações na construção, geometria e materiais a utilizar no aterro do que antigamente, onde se utilizavam solos locais sem o devido tratamento.

A geometria do aterro, na construção de novas linhas férreas de via única, consiste numa largura da crista do aterro com valores entre os 6,0 e os 7,0 m. A inclinação adoptada por alguns caminhos-de-ferro para os taludes e para o material colocado à frente do aterro é de 1:1,5, no entanto esta inclinação pode variar consoante se utilize ou não um sistema de reforço do solo.

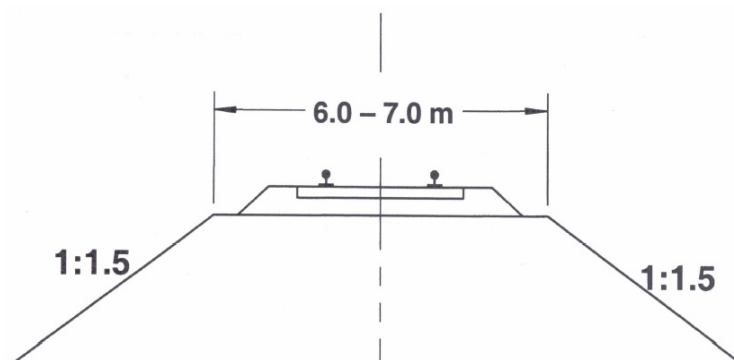


Figura 2.13 – Perfil típico de um aterro junto ao encontro da ponte numa linha férrea recentemente construída (ERRI, 1999)

Hoje em dia nas construções de pontes ferroviárias, com o objectivo de garantir o suporte do material da cunha de transição e do aterro junto ao encontro da ponte, é usual o recurso aos muros-ala formando um ângulo de 45° com a via. Os muros-ala podem ainda ter uma orientação paralela à via e também perpendicular, esta última solução apenas é utilizada quando há condicionantes de espaço.

Relativamente à construção e geometria do aterro junto à ponte no caso de linhas ferroviárias já existentes, a largura da crista é mais estreita. No caso de uma linha ferroviária de uma só via os valores da crista do aterro variam entre 4,8 e 6,0 m. As inclinações adoptadas para os taludes são bem

superiores comparativamente às novas linhas ferroviárias, podendo mesmo atingir os valores do ângulo de talude natural do próprio solo. As inclinações para este caso variam, normalmente, entre 1:1,5 e 1:1,2.

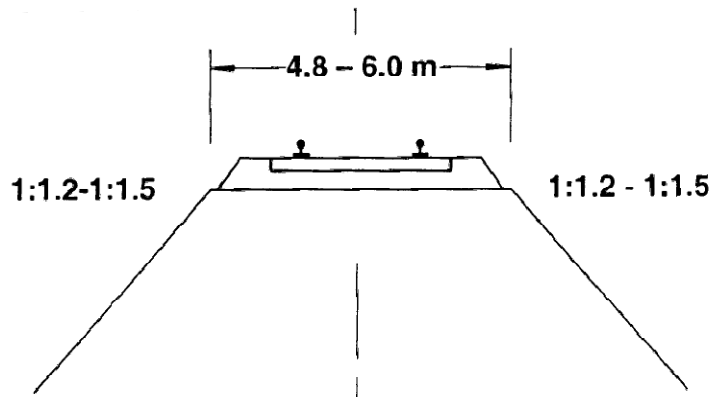


Figura 2.14 - Perfil típico de um aterro junto ao encontro da ponte numa linha férrea já existente (ERRI, 1999)

2.4.3.2 Aspectos relativos ao subsolo

A construção das novas linhas ferroviárias obriga à realização de um estudo preliminar geológico e geotécnico, complementado posteriormente por uma investigação geotécnica detalhada, que inclui trabalho de campo e de laboratório. Quando se trata de trabalhos destinados à renovação da via, apenas é necessário um trabalho de campo não tão aprofundado.

Actualmente não existe um sistema de classificação dos solos que reúna o consenso geral, variando assim de país para país. Na ficha UIC 719R (2008), encontra-se uma classificação dos solos dividida em quatro categorias:

- QS0, solos impróprios que requerem melhoramentos como estabilização ou reforço;
- QS1, solos medíocres no entanto aceitáveis submetidos a uma drenagem adequada;
- QS2, solos medianos;
- QS3, solos bons.

Tendo como base esta classificação dos solos, e aplicando-a ao solo que constitui o aterro e ao solo de fundação, pode-se dividir a plataforma da via consoante a sua capacidade de suporte: PS1 corresponde a uma capacidade pobre; PS2 a uma capacidade mediana; e PS3 a uma boa capacidade de suporte.

2.4.3.3 Aspectos relativos ao material e construção do aterro e da cunha de transição

Os materiais mais adequados para a execução do aterro são as areias grossas limpas e cascalhos. Geralmente os materiais utilizados para os aterros provêm das regiões próximas da construção do mesmo, sendo assim nem sempre é possível obter os melhores materiais, consequentemente é possível encontrar areias argilosas na constituição de um aterro, sendo por isso necessário controlar a infiltração de água no corpo do aterro.

Solos orgânicos, argilas saturadas, rochas e solos solúveis em água, solos expansivos e solos passíveis de congelar, não são adequados para constituir um aterro.

Como já foi referido anteriormente, uma das grandes causas para a deformação excessiva da via são os assentamentos devido à insuficiente compactação dos solos. Uma boa compactação dos solos permite

proteger o aterro da infiltração da água, garantir a estabilidade da plataforma e evitar um progressivo aumento de manutenção da via. O grau de compactação exigido para o corpo do aterro é $D_{Pr} \geq 95\%$ do peso volúmico seco máximo determinado de acordo com o Ensaio Proctor, enquanto para a camada superior o grau de compactação exigido é $D_{Pr} \geq 100\%$. Um requisito considerado mais recentemente é o módulo de deformabilidade E_{v2} do solo. Quanto às dimensões das partículas constituintes do aterro, estas não devem ter um diâmetro superior a 600 mm e deve ser inferior a metade da espessura da camada a compactar (ERRI, 1999).

A cunha de transição tem um papel fundamental no cumprimento de uma transição gradual da rigidez da via entre a via assente no aterro e sobre a ponte. Juntando o deslocamento da estrutura do encontro da ponte causado pela pressão exercida pela cunha de transição, ao facto da cunha de transição, quando sujeita às cargas derivadas da circulação do comboio, causar deformações da via, obriga a um grau de exigência superior na escolha do seu material.

Na escolha do material mais adequado para a cunha de transição, é obrigatório ter em conta a necessidade de atingir um nível elevado de compactação desse material e ao mesmo tempo controlar esse grau de compactação. É preciso ter em conta o aumento da pressão lateral exercida sobre o encontro da ponte devido à elevada compactação do solo. Os solos granulares são os mais utilizados para preencher a cunha de transição devido à facilidade com que se controla o seu grau de compactação, por serem altamente drenantes e por não serem susceptíveis de congelação ou expansibilidade. A dimensão das partículas é limitada ao valor de 100 mm. Outra solução possível para preencher a cunha de transição é usar agregados britados.

Relativamente à construção da cunha de transição, é necessário ter uma especial atenção ao processo de compactação para não afectar a estrutura do encontro da ponte. A escolha de uma boa solução no dimensionamento da cunha de transição passa por uma escolha acertada do tipo de material e das suas propriedades, da definição acertada da sua espessura, do grau de compactação obtido e de um adequado comportamento drenante.

O sistema de drenagem da cunha de transição deve garantir a ausência de pressões hidrostáticas laterais no encontro da ponte. Um deficiente sistema drenante pode causar a erosão do solo, amolecimento, empoamento e por vezes levantamento do mesmo por congelação. Os sistemas de drenagem consistem em material de aterro seleccionado, blocos de betão poroso e mais recentemente geotêxteis, e são colocados na parede do encontro (Raimundo, 2007).

2.5. SOLUÇÕES A ADOPTAR EM ZONAS DE TRANSIÇÃO

2.5.1 CUNHAS DE TRANSIÇÃO

Com o objectivo de reduzir os assentamentos diferenciais e de assegurar uma variação gradual de rigidez, é necessário recorrer a medidas especiais na zona de transição. Deve-se dar uma atenção particular aos trabalhos de compactação dos diversos solos, à escolha do material a utilizar no preenchimento da cunha de transição, podendo mesmo parte da cunha ser constituída por solo cimentado, e ainda ao sistema de drenagem a utilizar. O dimensionamento da zona de transição resulta da análise de vários aspectos que apresentam grande influência no comportamento da via. O tipo de estrutura adoptada para o encontro da ponte, a velocidade de circulação a praticar, a profundidade do aterro e os valores limite para os assentamentos diferenciais, vão ditar a solução a escolher para a zona de transição.

As soluções adoptadas para as zonas de transição por vários países europeus consistem na correcta compactação da cunha de transição, o recurso a lajes de transição, fortalecimento da estabilidade dos

aterros recorrendo a cimento, o uso de materiais leves para a cunha de transição e o reforço da estrutura da zona de transição através de geossintéticos ou injeções de cimento.

Os “Blocos Técnicos” consistem numa cunha de solo cimentado, colocada imediatamente atrás do encontro, e num aterro de solo granular bem compactado. Este tipo de solução é bastante adoptada por vários países europeus. Na Figura 2.15 e na Figura 2.16 estão representados dois exemplos desta solução adoptada na Alemanha e na Itália, respectivamente.

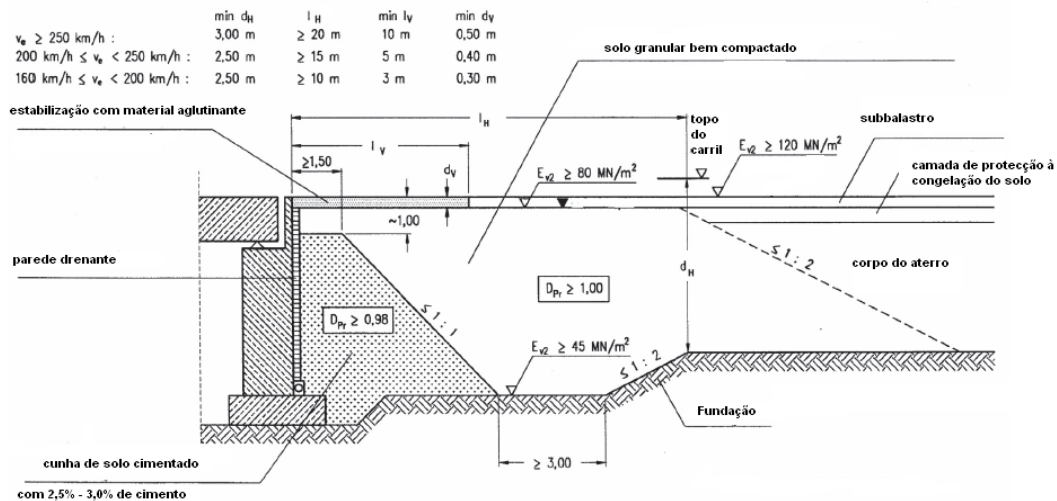


Figura 2.15 – Exemplo de uma solução do tipo “Bloco Técnico” na Alemanha (adaptado de UIC 719R, 2008)

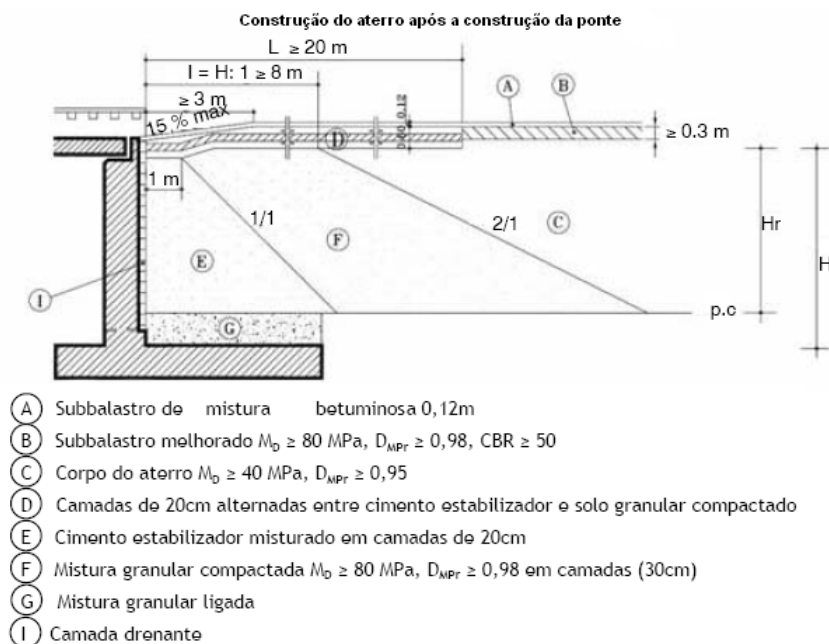


Figura 2.16 - Exemplo de uma solução do tipo “Bloco Técnico” em Itália (adaptado de UIC 719R, 2008)

Segundo a ficha UIC 719R (2008), a cunha de transição deve-se estender pelo menos 10 m das extremidades dos muros ala ou 20 m desde a parte de trás da parede do encontro da ponte, e nunca menos do que a altura do aterro.

A descrição da geometria das cunhas de transição apresenta-se devidamente descrita no documento “Merkblatt” (1994), um documento elaborado por especialistas alemães e considerado o mais completo. Essa descrição está representada na Figura 2.15. Em casos bastante problemáticos a Norma alemã sugere o recurso a uma laje de transição.

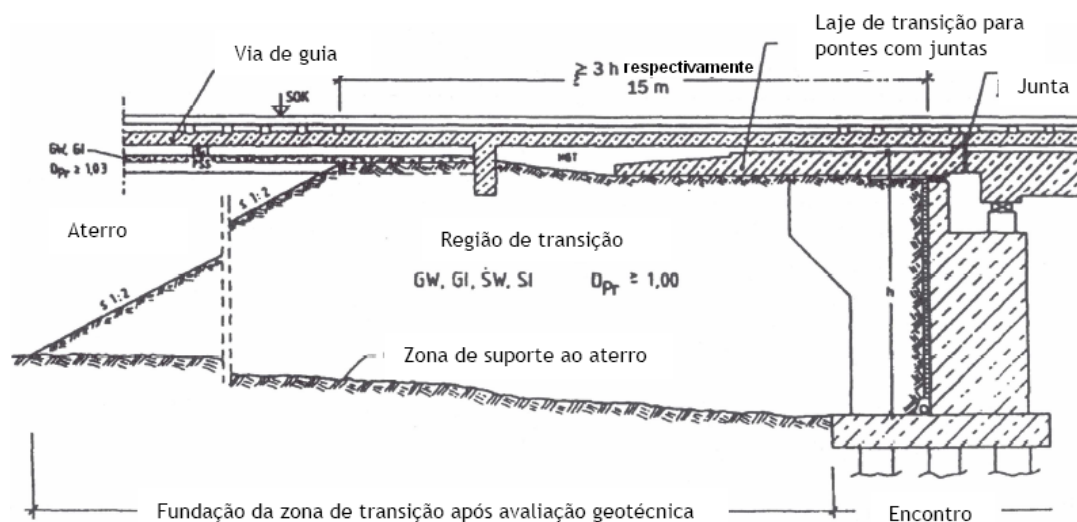


Figura 2.17 – Exemplo de uma solução adotando uma laje de transição (adaptado de ERRI, 1999)

2.5.2 ADOÇÃO DE UMA CAMADA BETUMINOSA

As misturas betuminosas, dependendo da sua granulometria, percentagem de betume e rigidez do betume, apresentam uma boa capacidade de se moldarem às deformações das camadas subjacentes. A rigidez da camada betuminosa depende da temperatura de serviço, tempo de aplicação da carga, da frequência e do tipo de betume, e os seus valores vão desde, aproximadamente, 2000 MPa até 11000 MPa. A espessura da camada betuminosa normalmente varia entre 8 e 14 cm.

Este tipo de solução é uma alternativa à tradicional camada de subbalastro normalmente constituída por solo granular. A maior parte das linhas de alta velocidade europeias são constituídas pela tradicional camada de subbalastro, no entanto em países como os Estados Unidos da América, e nas primeiras linhas de alta velocidade do Japão e da Itália, recorreu-se à utilização de uma subcamada betuminosa, apresentando um bom comportamento estrutural. Consequentemente, a adoção desta solução tem-se generalizado.

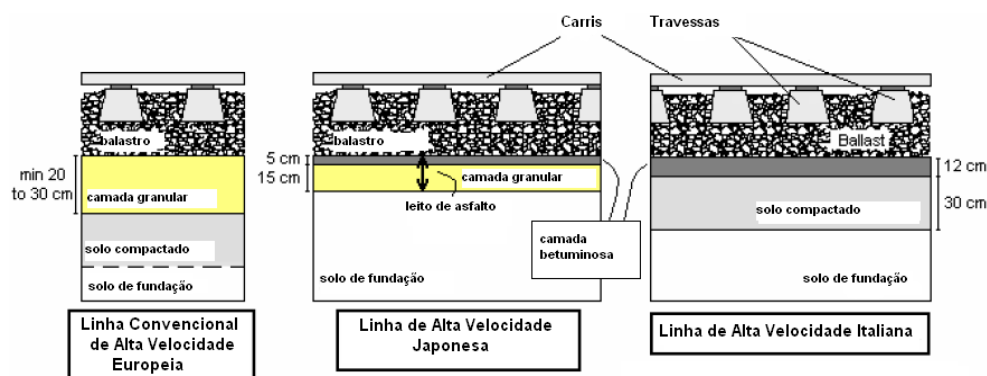


Figura 2.18 – Perfil longitudinal de diferentes linhas de Alta Velocidade (adaptado de Teixeira *et al.*, 2006)

A escolha do tipo de solução a utilizar para o subbalastro vai influenciar tanto o próprio subbalastro como as outras camadas da via. As tensões verticais do balastro e do leito de fundação, e as tensões de corte do subbalastro serão afectadas pela escolha do tipo de subbalastro a utilizar. O comportamento destas camadas, no que se refere aos parâmetros indicados, influencia tanto o nível de manutenção que a via requer como o custo que acarretará essa manutenção.

O facto de se tratar de uma camada mais rígida, beneficia o comportamento da via, nomeadamente no que refere aos seus assentamentos. A camada betuminosa consegue também fazer com que a variação longitudinal da rigidez vertical da via seja mais gradual, assim, os assentamentos diferenciais não serão tão graves. Por fim, com a protecção que garante ao subbalastro e ao leito de fundação, potencia um longo período de vida útil para a via ferroviária.

2.5.3 OUTRAS SOLUÇÕES

As principais vantagens de uma via balastrada são o baixo custo da sua construção, a sua capacidade de suportar grandes cargas a baixas velocidades e ainda o facto de permitir o nivelamento da via quando assim for necessário. O aumento da velocidade de circulação obriga a uma permanente manutenção e nivelamento da via, sendo que actualmente tais processos se realizam com relativa facilidade apesar de implicar um aumento de custos. Em vias de alta velocidade, torna-se então imperativo uma optimização da estrutura da via balastrada com o objectivo de melhorar o seu comportamento sob as acções dinâmicas.

Esta optimização pode ser alcançada aumentando a elasticidade da via recorrendo-se a:

- Palmilhas elásticas a colocar sob os carris;
- Mantas elásticas a colocar sob as travessas;
- Camadas elásticas a colocar sob o balastro.

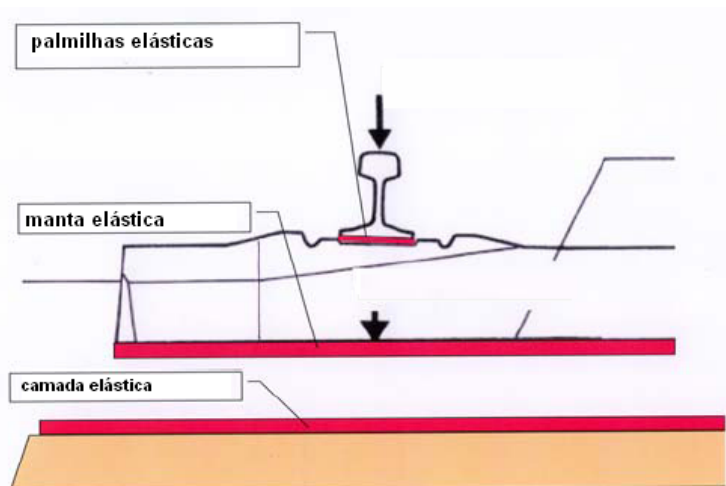


Figura 2.19 – Possibilidades para otimizar a elasticidade da via (adaptado de Leykauf *et al.*, 2006)

A utilização de uma camada elástica sob o balastro é o método mais eficaz uma vez que abrange uma maior área da via, conferindo-lhe boas características elásticas. Solução adoptada na Alemanha em linhas de alta velocidade, em pontes com via balastrada, com o objectivo de minimizar os assentamentos do balastro devido à flexão da ponte e ainda para reduzir as emissões sonoras. Para evitar variações bruscas de rigidez no encontro da ponte, esta camada prolonga-se à volta de 15 m para lá do encontro, na via em zona de aterro.

As mantas elásticas estendem-se por toda a área das travessas. Devem possuir boa resistência a pressões de contacto devido ao grosso agregado que constitui o balastro.

O método mais económico é o recurso a palmilhas elásticas, que facilmente podem substituir as convencionais já instaladas. No entanto o valor da rigidez das palmilhas tem de ser limitado para evitar excessivas pressões no topo do carril.

3

INVESTIGAÇÕES ANTERIORES

3.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

O objectivo deste capítulo é realizar uma síntese de investigações, anteriormente realizadas, que incidam na análise de zonas de transição.

Uma maior atenção foi dada a investigações que foquem a análise de efeitos dinâmicos resultantes da variação de rigidez da via em zonas de transição, e ainda de soluções propostas para diminuir ou mesmo tentar resolver esses efeitos negativos.

3.2. EFEITOS DINÂMICOS EM ZONAS DE TRANSIÇÃO

A zona de transição entre a via assente em aterro e a via assente sobre a ponte, devido à variação brusca de rigidez da via, é uma zona em que se verificam consideráveis amplificações dos efeitos dinâmicos.

Com o objectivo de realizar uma análise dos efeitos dinâmicos numa zona de transição, nomeadamente na ponte ferroviária da Riada localizada na Linha do Norte, Calçada (1995) recorreu a um programa de elementos finitos para modelar o complexo comportamento da interacção entre o comboio e a via férrea, tanto assente sobre o aterro como na ponte.

O comboio em circulação funciona como fonte de vibração para a ponte mas também para o próprio comboio, sendo fundamental uma modelação precisa do veículo para a obtenção de resultados fiáveis que traduzam o comportamento dinâmico do sistema via-comboio. O modelo do veículo adoptado pelo autor corresponde ao modelo anteriormente usado por Keymeulen & Winand (1987):

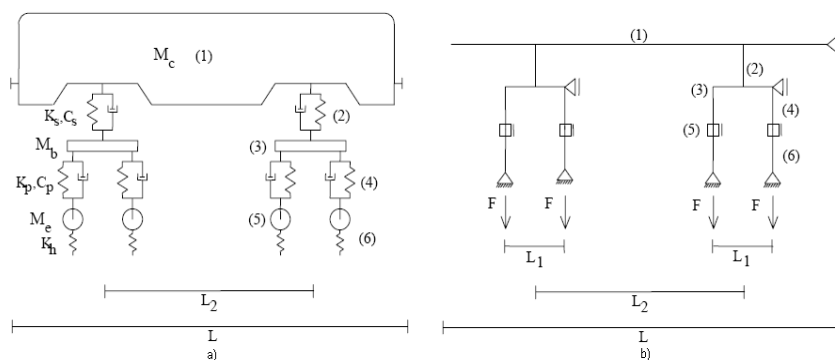


Figura 3.1 – Modelação da locomotiva: a) modelo dinâmico; b) modelo recorrendo a elementos de barra (Calçada, 1995)

O modelo da locomotiva é constituído por um corpo rígido (1) M_c a simular a caixa da locomotiva, conjuntos mola-amortecedor (2), de rigidez e amortecimento k_s e c_s respectivamente, a simular as suspensões secundárias, corpos rígidos (3) M_b a simular os bogies, conjuntos mola-amortecedor (4), com rigidez k_p e c_p respectivamente, a simular as suspensões primárias, elementos de massa (5) M_e a simular os eixos e rodas e por fim molas (6), de rigidez k_h , a simular o contacto entre as rodas e o carril.

A via na zona de transição é constituída pelo carril assente sobre as travessas e ainda por palmilhas elásticas entre os dois. O balastro, que serve como camada de suporte das travessas, assenta no subbalastro. De referir ainda a utilização de palmilhas elásticas sob as travessas assentes na ponte e o facto de a travessa situada imediatamente antes da ponte estar directamente assente na estrutura do encontro. A Figura 3.2 ilustra o corte longitudinal da via na zona de transição:

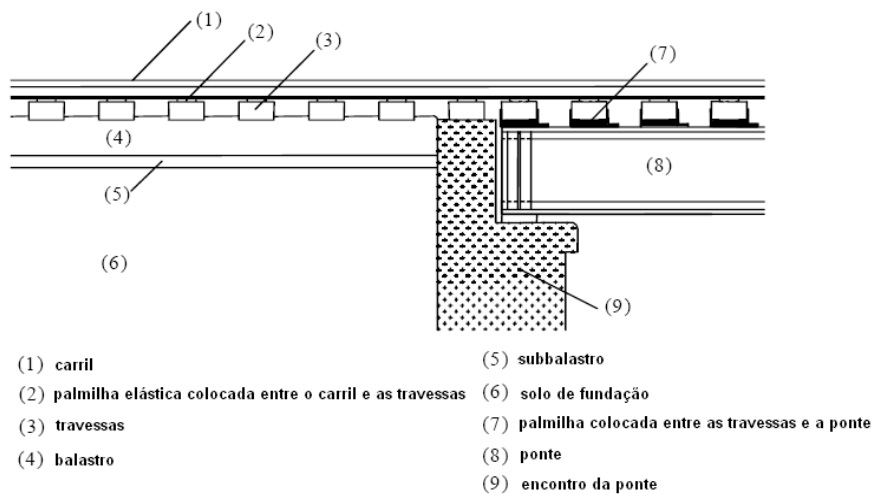


Figura 3.2 – Perfil longitudinal da zona de transição (adaptado de Calçada, 1995)

O modelo numérico que serviu para simular a zona de transição consiste numa viga contínua, com rigidez à flexão $(EI)_c$ e massa por unidade de comprimento m_c , a simular os carris, molas, de rigidez k_{ct} e amortecimento c_{ct} , a simular as palmilhas colocadas entre o carril e as travessas, elementos de massa M_t a simular as travessas, molas, de rigidez k_{bsp} e amortecimento c_{bsp} , a simular o balastro, subbalastro e plataforma da via, molas, de rigidez k_{tp} e amortecimento c_{tp} , a simular as palmilhas situadas entre as travessas e o tabuleiro da ponte, e por fim uma viga, com rigidez à flexão $(EI)_p$, massa por unidade de comprimento m_p e coeficiente de amortecimento ξ , a simular a ponte. Para o caso da travessa que assenta directamente no encontro da ponte considerou-se uma mola com rigidez muito elevada, este aspecto tem o objectivo de retratar a menor deformabilidade da estrutura do encontro da ponte relativamente ao resto da via.

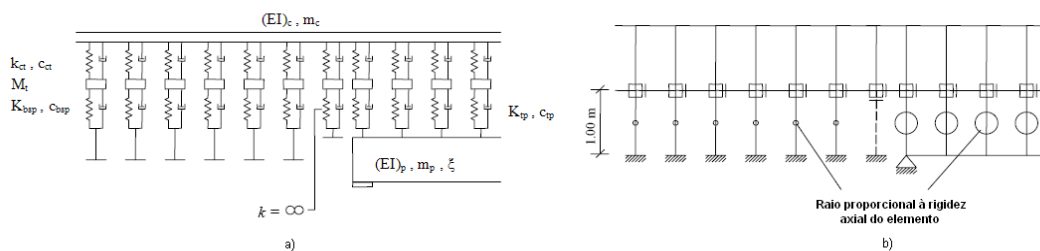


Figura 3.3 – Modelação da zona de transição: a) modelo dinâmico; b) modelo adoptando elementos de viga (Calçada, 1995)

A análise dinâmica da interacção entre o veículo e a ponte é considerada recorrendo ao método desenvolvido por Sara (1994). A metodologia para a análise dinâmica resulta do pressuposto que a interacção entre a roda e o carril apenas ocorre na direcção vertical e em apenas um ponto de contacto, e ainda que existe compatibilidade entre os deslocamentos verticais da ponte e das rodas. Estabelece-se as equações de movimento da ponte e do comboio separadamente, resultando em:

$$\begin{bmatrix} M_p & 0 \\ 0 & M_c \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u}_p(t) \\ \ddot{u}_c(t) \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} C_p & 0 \\ 0 & C_c \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{u}_p(t) \\ \dot{u}_c(t) \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_p & 0 \\ 0 & K_c \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_p(t) \\ u_c(t) \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} F_p(t) \\ F_c(t) \end{Bmatrix} \quad (3.1)$$

sendo M a matriz de massa, C a matriz de amortecimento e K a matriz de rigidez da estrutura, $F(t)$ o vector das forças exteriores, $u(t)$ o vector dos deslocamentos nodais, e o índice “p” refere-se à ponte e o índice “c” ao comboio. A matriz de amortecimento da estrutura assume-se como a de Rayleigh, sendo uma combinação linear da matriz de rigidez e da matriz de massa:

$$C = c_1 \cdot M + c_2 \cdot K \quad (3.2)$$

sendo c_1 e c_2 as constantes de amortecimento de Rayleigh.

As cargas verticais rolantes correspondentes aos diferentes eixos transmitidas pelo comboio à ponte, consistem numa componente estática, F_{sta} , e numa componente dinâmica, $F_{dyn}(t)$. A componente estática resulta do peso do veículo enquanto a componente dinâmica resulta da interacção do veículo com a ponte.

$$F(t) = F_{sta} + F_{dyn}(t) \quad (3.3)$$

O percurso das cargas rolantes é obtido somando no instante t o caminho percorrido pelo comboio, sendo posteriormente convertidas em forças nodais recorrendo a funções de aproximação Hermitianas. Para resolver a equação de equilíbrio dinâmico recorre-se ao método de Newmark e o método de Wilson- θ .

Para concretizar a compatibilidade entre o comportamento da ponte com o comportamento da via é necessário recorrer a um processo iterativo. O método consiste em:

- i. aplicar as cargas rolantes correspondentes aos eixos do comboio na ponte, cargas essas que apresentam uma componente estática (F_{sta}), equivalente ao peso do comboio por eixo e que se mantém ao longo do tempo, e uma componente dinâmica da força de interacção da iteração anterior (F_{dyn}^{i-1}), igual a $F_{dyn}(t - \Delta t)$ para a primeira iteração:

$$F_p(t) = F_{sta} + F_{dyn}^{i-1}(t) \quad (3.4)$$

A solução da equação de movimento da ponte resulta em deslocamentos nodais, $u_p^i(t)$, resultantes das cargas rolantes.

- ii. Simultaneamente submete-se o comboio aos deslocamentos calculados na iteração anterior, $u_p^{i-1}(t)$, em forma de assentamentos de apoio, $u_c^i(t)$. A solução da equação de movimento do comboio resulta nas reacções de apoio para cada um dos eixos do comboio, $F_c^i(t)$, que serão as forças de interacção a aplicar à ponte na iteração seguinte, $F_{dyn}^i(t)$.
- iii. Um critério de convergência é utilizado no final de cada iteração, tendo em conta as forças de interacção da iteração anterior e da iteração actual:

$$\frac{F_{dyn}^i - F_{dyn}^{i-1}}{F_{dyn}^i} < \text{tolerância} \quad (3.5)$$

Calçada (1995), além da transição anteriormente descrita, suplementarmente analisou ainda duas transições distintas, modificando o grau de variação da rigidez entre o aterro e a ponte. Na situação de

análise dois considera-se um patamar intermédio e constante entre a rigidez do aterro, k_{bsp} , e a rigidez da palmilha localizada entre as travessas e o tabuleiro da ponte, k_{tp} , para a rigidez das últimas quatro molas imediatamente antes da ponte, molas essas que simulam o balastro, subbalastro e plataforma da via nessa zona. Na terceira e última análise, considera-se uma variação linear da rigidez das molas anteriormente referidas. Em ambas as análises eliminou-se o apoio rígido que se encontrava no encontro da ponte.

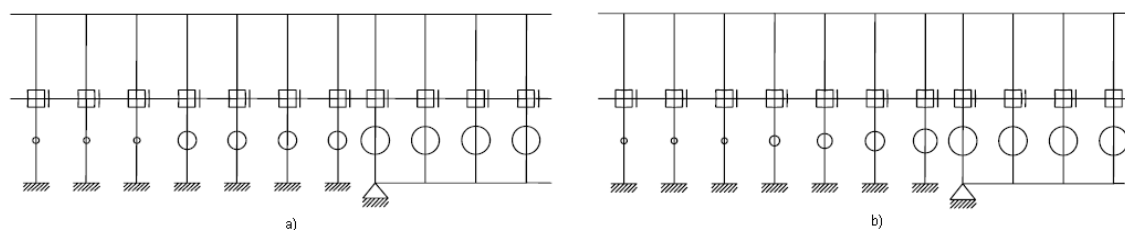


Figura 3.4 – Diferentes situações de variação da rigidez: a) patamar intermédio da rigidez; b) variação linear da rigidez (Calçada, 1995)

A rigidez vertical da via, determinada pela inversão do deslocamento do carril sujeito a uma carga vertical unitária, para as três situações de análise está representada na Figura 3.5, sendo a posição de zero metros correspondente ao apoio esquerdo da ponte.

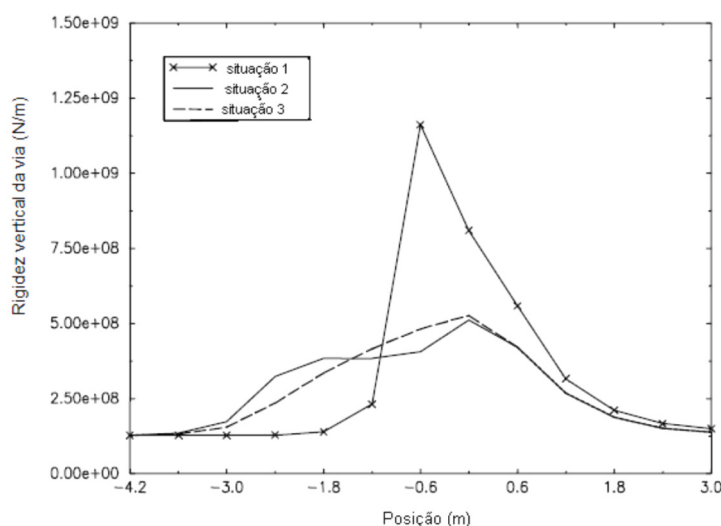


Figura 3.5 – Comparação da rigidez vertical da via para os diferentes casos de estudo (Calçada, 1995)

Em plena via, a rigidez vertical atinge o valor de $128,2 \times 10^6$ N/m. Na situação de análise 1, o pico da rigidez vertical da via é atingido a 0,60 m do apoio da ponte, atingindo um valor aproximadamente nove vezes superior ao valor da rigidez em plena via, nomeadamente $1161,7 \times 10^6$ N/m. As situações 2 e 3 atingem um valor máximo na zona do apoio da ponte, e atingem um valor de $511,4 \times 10^6$ N/m e $527,0 \times 10^6$ N/m respectivamente. Na zona da ponte as três situações apresentam um comportamento bastante aproximado, e o valor da rigidez vertical da via a meio vão da ponte é praticamente coincidente com o valor da rigidez em plena via.

Para as três situações distintas da zona de transição e para diferentes velocidades de circulação do comboio, nomeadamente velocidades de 30 m/s, 70 m/s e 110 m/s, Calçada (1995) determinou as forças de interação dinâmica do contacto entre a primeira roda do veículo e o carril. Os resultados estão representados nas figuras seguinte, em que as linhas a tracejado correspondem à localização dos apoios da ponte.

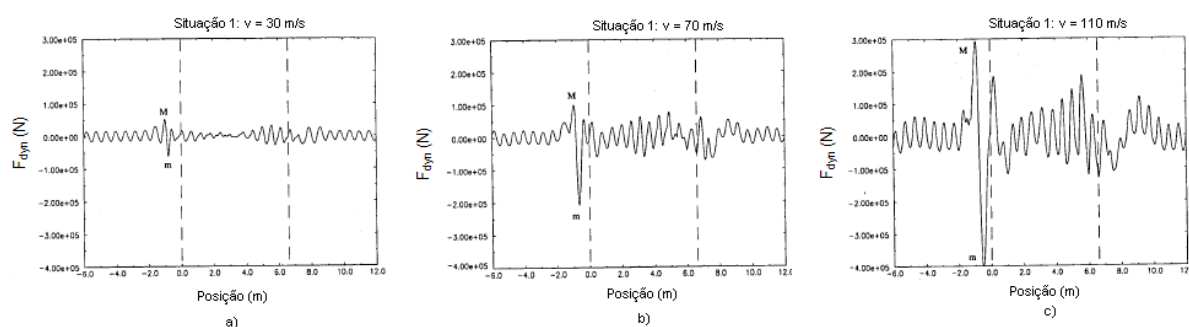


Figura 3.6 – Componente dinâmica da força de interação para a situação 1: a) $v = 30$ m/s; b) $v = 70$ m/s; c) $v = 110$ m/s (Calçada, 1995)

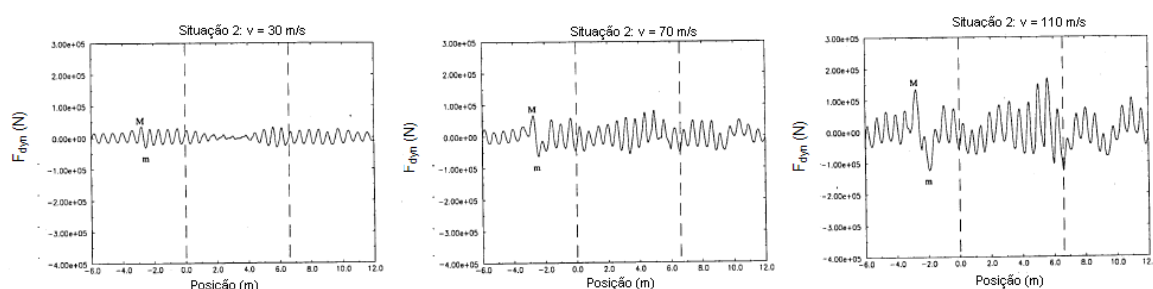


Figura 3.7 – Componente dinâmica da força de interação para a situação 2: a) $v = 30$ m/s; b) $v = 70$ m/s; c) $v = 110$ m/s (Calçada, 1995)

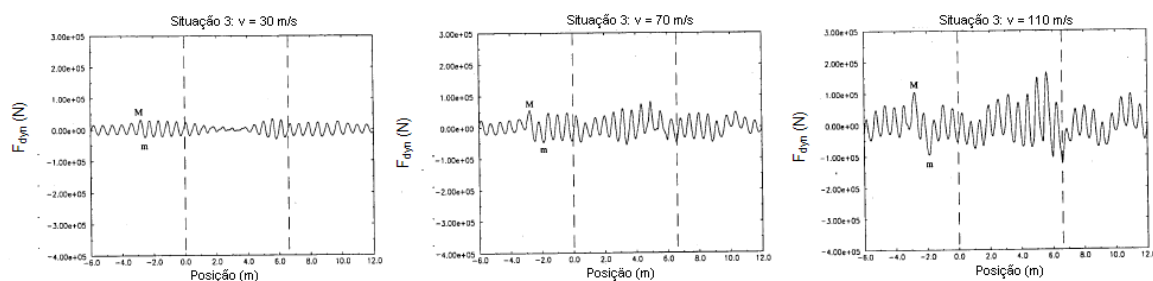


Figura 3.8 - Componente dinâmica da força de interação para a situação 3: a) $v = 30$ m/s; b) $v = 70$ m/s; c) $v = 110$ m/s (Calçada, 1995)

Da análise das figuras rapidamente se conclui que com o aumento da velocidade de circulação também as forças de interação dinâmica aumentam. Os valores máximos da força de interação dinâmica para uma velocidade de 110 m/s são bem superiores aos registados para uma velocidade tanto de 30 m/s como de 70 m/s, isto para as três situações de análise. De referir ainda os benefícios de uma variação gradual da rigidez da via. Os valores da força de interação dinâmica da situação 2 e 3, situações em que se considerou respectivamente um patamar intermédio de rigidez e uma variação linear, não são tão gravosos como os verificados para a situação 1, situação na qual a variação de rigidez é brusca.

O valor máximo da força de interação na situação 1 é atingido quando a roda do comboio se encontra a uma distância de aproximadamente 1,0 m do apoio da ponte, enquanto o valor mínimo é registado quando a roda se desloca no ponto de rigidez máxima da via, a sensivelmente 0,6 m do apoio da ponte. Relativamente às situações 2 e 3 o comportamento é bastante idêntico, o valor máximo da força de

interacção é atingido quando a roda se encontra a cerca de 2,7 m do apoio da ponte para ambos os casos, e a grandeza desta força é da mesma ordem para ambas as situações. Os valores verificados para a situação 2 e para a situação 3 são bastante inferiores comparativamente aos da situação 1, isto devido ao facto da variação de rigidez da situação 1 ser uma variação brusca.

Para finalizar, Calçada (1995) analisa as amplificações dinâmicas, tanto positiva como negativa, da força de interacção na transição aterro-ponte. Para tal procedeu ao cálculo dos seguintes quocientes, para as distintas soluções apresentadas para a zona de transição, e também para as diferentes velocidades estudadas:

$$\phi_{FM} = \frac{F_{dyn,M}}{F_{sta}} \quad (3.6)$$

$$\phi_{Fm} = \frac{F_{dyn,m}}{F_{sta}} \quad (3.7)$$

em que $F_{dyn,M}$ e $F_{dyn,m}$ representam, respectivamente, o valor máximo e mínimo da componente dinâmica da força de interacção entre a roda e o carril.

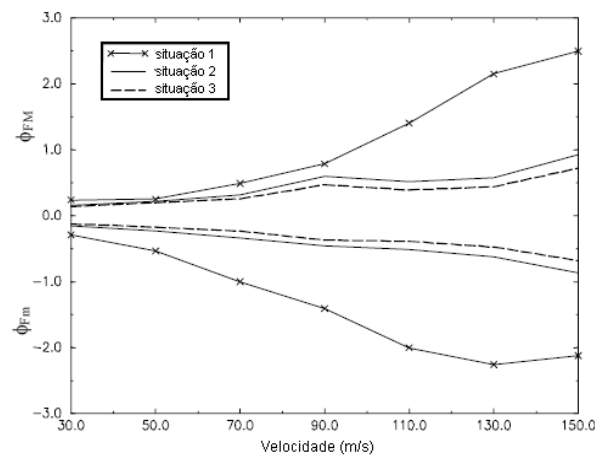


Figura 3.9 – Amplificações dinâmicas, para as três situações de análise, em função da velocidade (Calçada, 1995)

Da análise da figura conclui-se que as amplificações da situação 2 são ligeiramente superiores às da situação 3, no entanto, ambas apresentam valores bem inferiores às amplificações dinâmicas registadas para a situação 1, especialmente para velocidades superiores a 90 m/s. Na situação 1, a partir de uma velocidade de 70 m/s, verifica-se a perda de contacto entre a roda e o carril, esta perda de contacto vem expressa por $\frac{F_{dyn,m}}{F_{sta}} = -1$. Esta perda de contacto não se verifica para velocidades até 150 m/s na situação 2 e na situação 3.

Conclui-se então que uma variação brusca de rigidez induz uma elevada amplificação dinâmica da força de interacção, podendo mesmo levar à perda de contacto entre a roda e o carril, fenómeno que põe em causa a segurança de circulação.

3.3. A RIGIDEZ VERTICAL DA VIA

Tal como todos os outros meios de transporte, os caminhos-de-ferro para se manterem competitivos em relação à concorrência necessitam de oferecer um meio de transporte atractivo, funcional e económico, tudo isto mantendo um elevado nível de qualidade. Grande parte dos custos inerentes à indústria ferroviária resulta da manutenção das linhas, logo, um enorme esforço tem sido feito para

dimensionar novas infra-estruturas que requeiram cada vez menos manutenção. Um dos factores essenciais para o desenvolvimento da indústria ferroviária é o sucessivo aumento das velocidades de circulação que se espera ir desenvolvendo ao longo do tempo, aumento esse que requer um acréscimo significativo de manutenção. A rigidez vertical da via tem um papel fundamental na deterioração da via, logo, nos custos de manutenção da mesma.

López Pita *et al.* (2004) realizaram um estudo acerca da importância da rigidez vertical da via em linhas de alta velocidade, e analisaram ainda a possível existência de uma rigidez óptima da via considerando a influência dos vários elementos elásticos.

Em vias ferroviárias correctamente dimensionadas, com uma adequada estrutura de suporte, grande parte do assentamento total da via deve-se ao assentamento do balastro. Para o cálculo das tensões existentes no balastro, elaborou-se a seguinte fórmula:

$$\sigma_b = \frac{Qd}{2F} \cdot \sqrt[4]{\frac{cF}{4EI_d}} \quad (3.8)$$

em que Q (kN) é a carga aplicada ao carril pela roda, d (m) é a distância entre travessas, F (cm²) é a área de suporte da travessa correspondente a um carril, c (kN/cm³) é o coeficiente do balastro e EI (kN/cm²) é a rigidez do carril.

De acordo com Prud'Homme:

$$Q = Q_N + \Delta Q_a \quad (3.9)$$

sendo Q_N (kN) a carga estática por roda e ΔQ_a (kN) a sobrecarga dinâmica, esta última pode ser expressa por:

$$\Delta Q_a = \sqrt{\sigma^2(\Delta Q_s) + \sigma^2(\Delta Q_{NS})} \quad (3.10)$$

Onde σ²(ΔQ_s) (kN) é a variância das sobrecargas devido às massas suspensas, e σ²(ΔQ_{NS}) (kN) é a variância das sobrecargas devido às massas não suspensas. As equações correspondentes a estes factores são as seguintes:

$$\sigma(\Delta Q_s) = \alpha Q_N \quad (\alpha = 0,11 - 0,16) \quad (3.11)$$

$$\sigma(\Delta Q_{NS}) = \alpha_1 V \sqrt{mK} \quad (3.13)$$

sendo α₁ um parâmetro relativo à qualidade da geometria da via e da roda, V (km/h) a velocidade de circulação do veículo, m (kN) a massa não suspensa por roda e K (kN/mm) é a rigidez da via. Analisando esta última equação a tendência será para dimensionar uma via com a menor rigidez possível. No entanto, estudos levados a cabo por Sauvage e Fortin revelaram o efeito negativo que uma reduzida rigidez da via tem na energia dissipada pelos veículos a circular a alta velocidade.

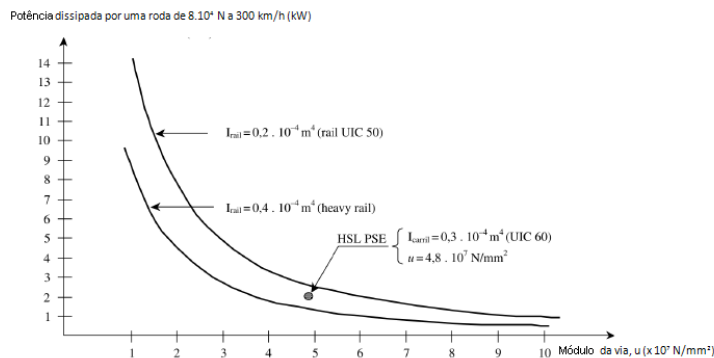


Figura 3.10 – Influência da rigidez da via na potência dissipada pelo veículo (adaptado de López Pita *et al.*, 2004)

A conciliação da fórmula de Prud'Homme com os resultados obtidos por Sauvage e Fortin, levam a crer que existe uma rigidez vertical óptima da via, capaz de conciliar os benefícios para o comportamento dinâmico da via de uma rigidez reduzida, com os benefícios para a dissipação de energia do veículo que uma rigidez elevada acarreta.

Variando apenas o termo relativo à rigidez vertical da via na equação (3.8), é possível adivinhar o efeito da rigidez da via nas sobrecargas verticais actuautes no carril. Recorrendo a leis que traduzam a deterioração da qualidade da geometria da via, é ainda possível analisar os efeitos das sobrecargas verticais no desgaste da via.

Especialistas demonstraram a relação directa entre o assentamento da via e os defeitos da própria via, e resultados obtidos ao longo dos anos comprovam a existência de uma relação do tipo:

$$\text{assentamento do balastro} = \lambda Q^a \quad (3.14)$$

que traduz os efeitos das cargas das rodas na geometria da via. A relação entre a deterioração da via e o valor da rigidez vertical da via pode ser estabelecida considerando as equações (3.13) e (3.14), considerando todos os outros parâmetros iguais. Encarando ainda que existe uma relação directa entre os custos de manutenção e a deterioração da via, pode-se considerar que os custos de manutenção seguirão uma evolução do tipo demonstrado na Figura 3.11.

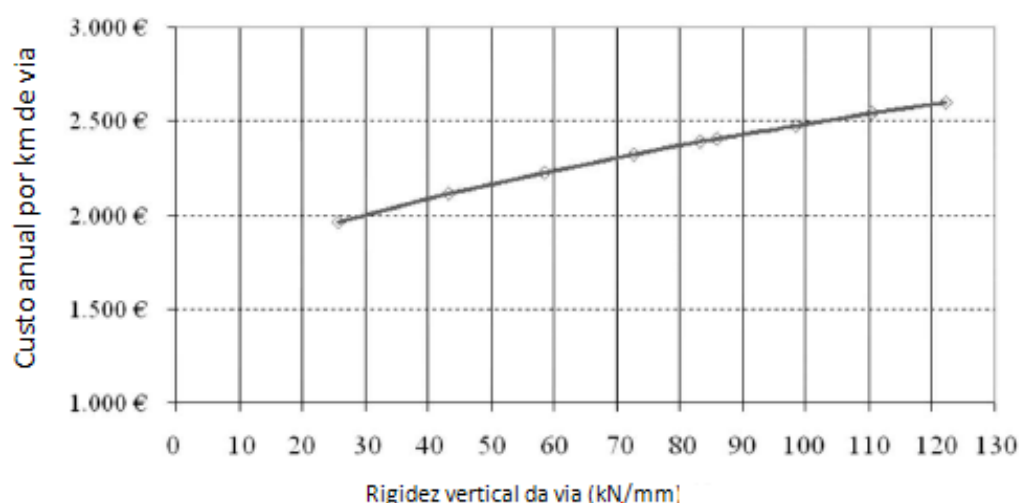


Figura 3.11 – Influência da rigidez vertical da via nos custos de manutenção (adaptado de López Pita *et al.*, 2004)

Da associação do estudo elaborado por Prud'Homme, no qual determinou a rigidez vertical da via (80kN/mm) para a ligação de alta velocidade Paris-Lyon, e os dados organizados pela SNCF (Société Nationale des Chemins de Fer Français), dados que traduzem os custos anuais associados aos trabalhos de manutenção da linha (2400€ por km de via), extrapolou-se o custo de manutenção para diferentes valores da rigidez da via, resultando nos dados adoptados para a elaboração da Figura 3.11.

Relativamente aos custos associados à dissipação da energia, o método de análise consiste numa primeira fase em interpolar os resultados obtidos por Sauvage e Fortin para o estudo da dissipação de potência numa linha de alta velocidade constituída por carris UIC 60.

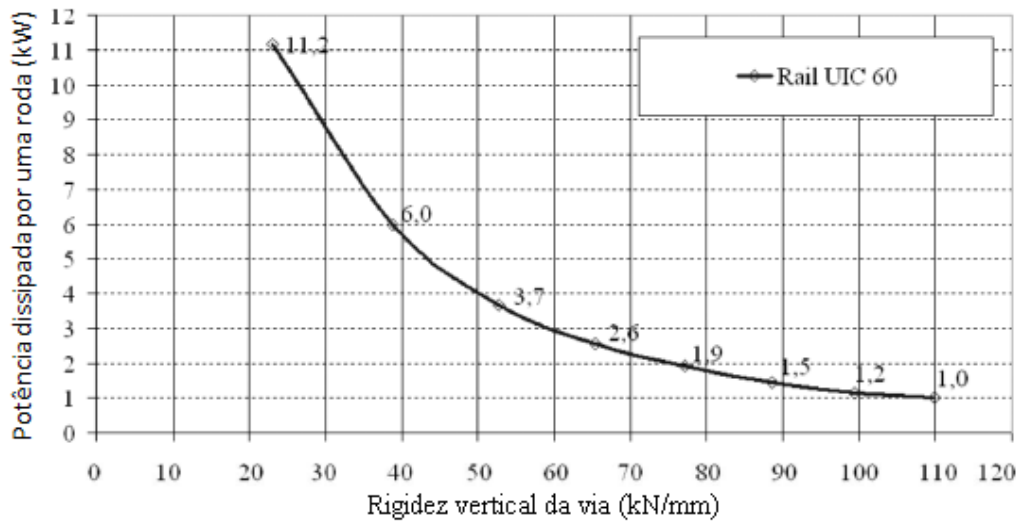


Figura 3.12 – Valores aproximados da influência da rigidez vertical da via na dissipação de potência para uma velocidade de 300 km/h usando carris UIC 60 (adaptado de López Pita *et al.*, 2004)

É então possível fazer uma estimativa da energia dissipada por quilómetro por uma roda de peso igual a 8,15 toneladas, correspondente à roda do TGV onde se realizaram as medições.

Para uma via bastante flexível com $k = 26 \text{ kN/mm}$:

$$E_1 = P_1 \Delta t = 11,2 \text{ kW} \frac{1 \text{ km}}{300 \text{ km/h}} = 0,0373 \text{ kWh} . \quad (3.15)$$

Para uma via mais rígida com $k = 122 \text{ kN/mm}$:

$$E_2 = P_2 \Delta t = 1,0 \text{ kW} \frac{1 \text{ km}}{300 \text{ km/h}} = 0,0033 \text{ kWh} . \quad (3.16)$$

Os autores utilizaram como caso de estudo a linha de alta velocidade que liga Madrid a Sevilha, tendo em conta uma frequência de vinte e três comboios diários em cada direcção, calcularam então a energia dissipada por ano e por quilómetro.

Para a via bastante flexível com $k = 26 \text{ kN/mm}$:

$$E'_1 = 0,0373 \text{ kWh} \frac{421,5 \text{ t}}{8,15 \text{ t}} \frac{23 \text{ comboios}}{\text{dia}} \frac{365 \text{ dias}}{\text{ano}} = 16137 \text{ kWh/km ano} \quad (3.17)$$

Para a via mais rígida com $k = 122 \text{ kN/mm}$:

$$E'_2 = 0,0033 \text{ kWh} \frac{421,5 \text{ t}}{8,15 \text{ t}} \frac{23 \text{ comboios}}{\text{dia}} \frac{365 \text{ dias}}{\text{ano}} = 1477 \text{ kWh/km ano} . \quad (3.18)$$

Considerando o custo para a energia em Espanha igual a 0,064 €/kWh, facilmente se constrói o gráfico da Figura 3.13.

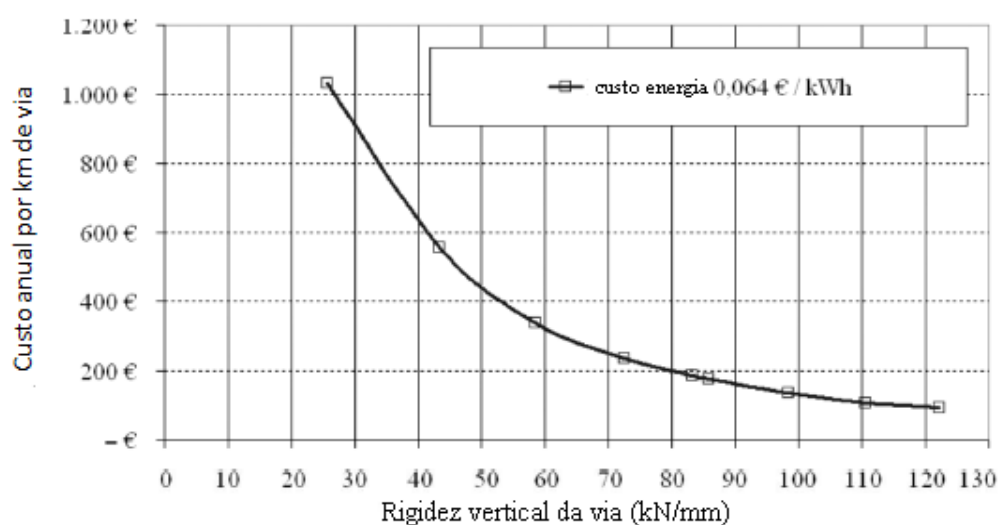


Figura 3.13 – Previsão do custo anual por km da energia dissipada numa via de alta velocidade espanhola (adaptado de López Pita *et al.*, 2004)

Conjugando as previsões dos gastos na manutenção em função da rigidez vertical da via com os gastos de energia também eles em função da rigidez da via, é possível encontrar a rigidez óptima da via, que é aquela que leva à menor soma dos dois custos.

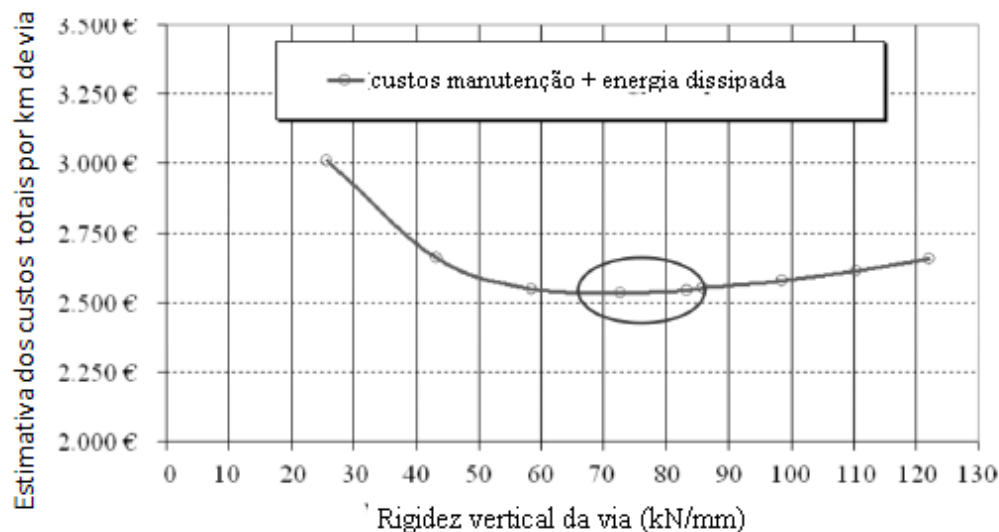


Figura 3.14 – Relação entre os custos totais e a rigidez da via (adaptado de López Pita *et al.*, 2004)

Da análise da Figura 3.14 conclui-se que a rigidez óptima da via se situa entre os 70 e os 80 kN/mm.

A rigidez da via também influencia o nível de vibrações induzidas no balastro devido à circulação de veículos a alta velocidade. O aumento das acelerações na camada de balastro devido ao aumento da velocidade de circulação, poderá levar ao desgaste do material constituinte do balastro, tornando-se num problema preocupante. Os caminhos-de-ferro alemães decidiram investigar a influência da rigidez da via nas vibrações do balastro recorrendo a palmilhas elásticas com uma rigidez inferior às

linhas convencionais. Segundo as medições efectuadas, a redução de rigidez da via diminui significativamente a velocidade e as vibrações induzidas no balastro.

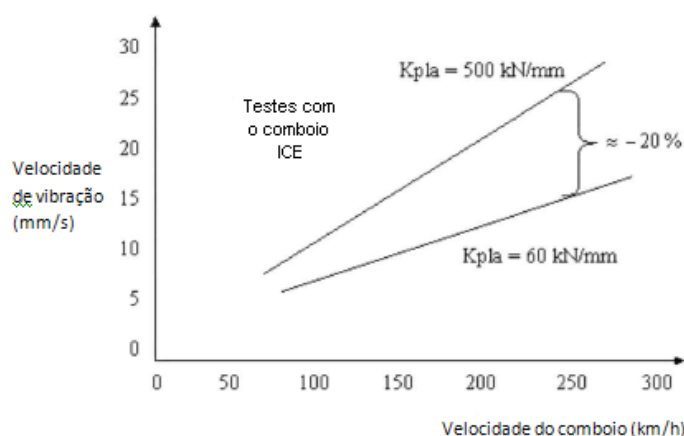


Figura 3.15 – Influência da rigidez da via na velocidade de vibração do balastro (adaptado de López Pita *et al.*, 2004)

Com o objectivo de reduzir os efeitos dinâmicos causados na via pela circulação de comboios, países como a Alemanha e a França decidiram adoptar palmilhas elásticas localizadas entre os carris e as travessas, com valores de rigidez inferiores às utilizadas nas linhas convencionais, nas novas linhas de alta velocidade. A Tabela 3.1 compara os valores da rigidez das palmilhas utilizadas em linhas convencionais e em linhas de alta velocidade nestes dois países.

Tabela 3.1 – Comparação da rigidez das palmilhas em diferentes linhas férreas (López Pita *et al.*, 2004)

Tipo de linha férrea		Rigidez das palmilhas (kN/mm)
Linha convencional	França	150
	Alemanha	500
Linha de alta velocidade	Paris-Lyon	90
	Hannover-Würzburg	500
	Mannheim-Estugarda	500
	Hannover-Berlim	60
	Perto da cidade de Stendal na linha Hannover-Berlim	27

Os caminhos-de-ferro alemães, nas suas primeiras linhas de alta velocidade optaram por utilizar palmilhas com uma rigidez elevada (500 kN/mm), no entanto posteriormente, na linha que liga Hannover a Berlim, recorreram a palmilhas mais elásticas (60 kN/mm).

A rigidez vertical da via pode ser considerada como resultado das rigidezes de vários sistemas flexíveis em série, nomeadamente as palmilhas e as camadas de material granular situadas sob as travessas. Os caminhos-de-ferro franceses decidiram então estudar a influência da rigidez das

palmilhas na rigidez vertical da via, mantendo o valor de rigidez das palmilhas e alternando a rigidez das diferentes camadas. Os resultados dessa análise encontram-se na Tabela 3.2.

Tabela 3.2 – Análise da influência da rigidez das palmilhas na rigidez da via, França (López Pita *et al.*, 2004)

Rigidez vertical do sistema balastro-plataforma (kN/mm)	Rigidez vertical das palmilhas (kN/mm)		Rigidez vertical da via (kN/mm)	
	Linhas convencionais	Linhas de alta velocidade	Linhas convencionais	Linhas de alta velocidade
46	150	90	35,2	30,4
68	150	90	46,8	38,7
96	150	90	58,5	46,4
107	150	90	62,4	48,8

Os resultados indicam um efeito benéfico na rigidez vertical da via resultante da utilização das palmilhas mais elásticas nas linhas de alta velocidade.

Relativamente aos caminhos-de-ferro alemães, considerando um coeficiente de balastro de 0,35 kN/mm³, obtêm-se os valores da rigidez vertical do conjunto balastro-plataforma tendo em conta a área de suporte das travessas. É possível então elaborar um estudo análogo ao realizado para as linhas francesas.

Tabela 3.3 – Análise da influência da rigidez das palmilhas na rigidez da via, Alemanha (López Pita *et al.*, 2004)

c (N/mm ³)	Tipo de travessa	Rigidez vertical do sistema balastro-plataforma (kN/mm)	Rigidez das palmilhas (kN/mm)	Rigidez vertical da via (kN/mm)
0,35	B70; ZW 68 7 a	99,7	500	82,6
0,35	B70; 14 K900	99,7	60	37,3
0,35	B75; loarv 300	99,7	27	22,8

Verifica-se uma variação significativa entre os valores da rigidez vertical da via comparando ambos os casos de estudo, isto devido aos diferentes valores adoptados para a rigidez das palmilhas utilizadas em ambos os casos.

Finalmente, de acordo com os estudos realizados, considerando um valor de aproximadamente 98 kN/mm para a rigidez do sistema balastro-plataforma, e ainda que o valor desejado para a rigidez vertical da via rondará os 75 kN/mm (Figura 3.14), conclui-se que a rigidez das palmilhas deverá rondar os 30 a 50 kN/mm.

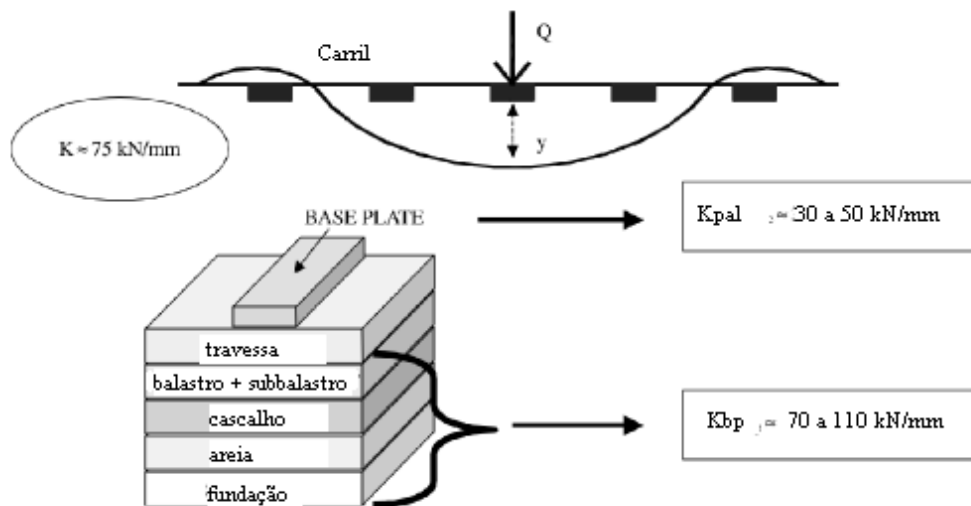


Figura 3.16 – Rigidez óptima das palmilhas (adaptado de López Pita *et al.*, 2004)

3.4. VARIAÇÃO DA FORÇA DE INTERACÇÃO ENTRE A RODA E O CARRIL

As variações significativas de rigidez da via férrea numa curta distância, assunto abordado em pontos anteriores, podem-se dever a travessas flutuantes ou à transição da via em aterro para a via assente numa ponte. Consequentemente, ocorrerá uma variação das forças de interação entre a roda e o carril, provocando a degradação da via.

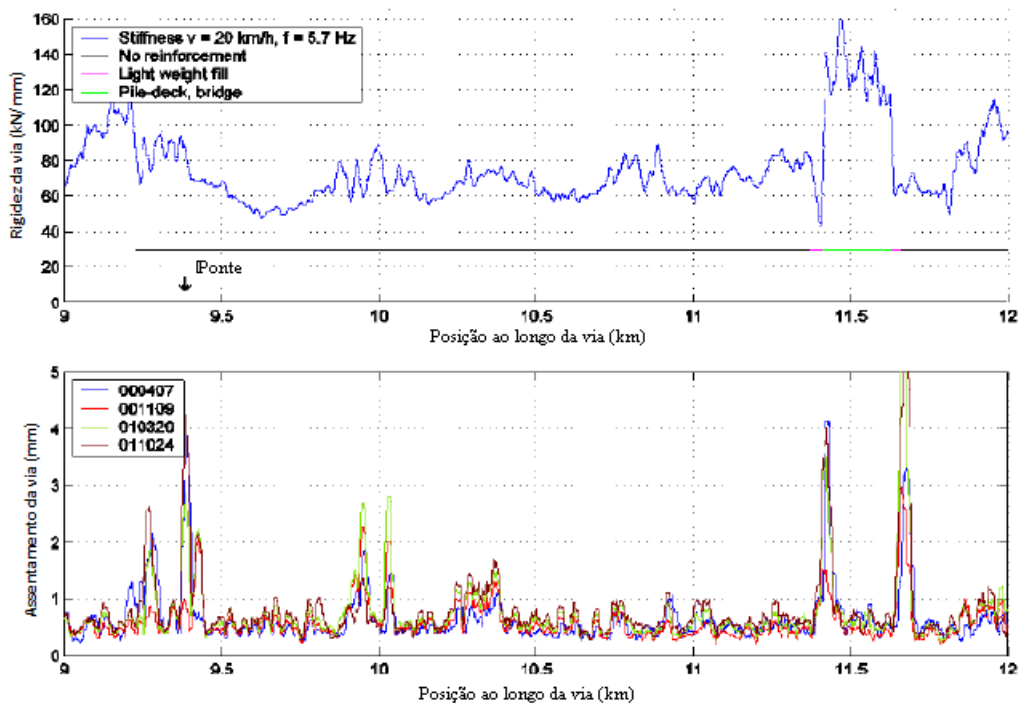


Figura 3.17 – Variação de rigidez e assentamentos de uma via, Suécia (adaptado de Lundqvist *et al.*, 2006)

A Figura 3.17 apresenta as medições de rigidez e dos assentamentos de uma via férrea localizada na Suécia, sendo que relativamente aos assentamentos se realizaram quatro medições ao longo de dois anos. Da análise da figura facilmente sobressaem três zonas em que se verificam fortes variações da

rigidez da via e consequentemente um pico no gráfico dos assentamentos, ao quilómetro 9,4 devido à existência de uma ponte, ao quilómetro 11,4 e 11,7 devido ao aterro e ao material leve que o constitui.

Observando minuciosamente a variação de rigidez da via, observa-se que esta varia com uma frequência correspondente à distância entre travessas, sendo a via mais rígida sobre a travessa do que na região entre duas travessas consecutivas. Verifica-se ainda uma diminuição brusca e significativa de rigidez ao longo de três travessas ao quilómetro 149,807, podendo tal corresponder a travessas flutuantes.

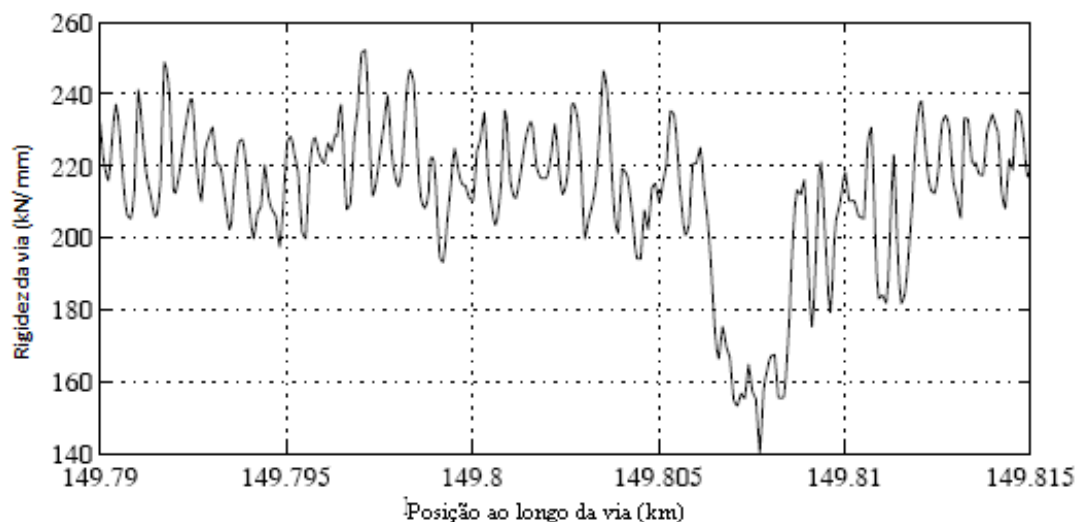


Figura 3.18 – Variação da rigidez da via, Suécia (adaptado de Lundqvist *et al.*, 2006)

Num estudo elaborado por Lundqvist *et al.* propõe-se métodos de dimensionamento da via com o objectivo de diminuir a variação das forças de interacção, actuando ao nível da rigidez do balastro e do solo de fundação, e ainda recorrendo à utilização de palmilhas colocadas sob as travessas.

A carga actuante na via é modelada através de uma roda em movimento que simula a carga de um eixo do comboio. A roda é modelada como um elemento rígido e é considerada uma carga actuante correspondente ao peso da caixa do veículo, incluindo o peso da roda e de metade do eixo, uma vez que apenas metade da via é modelada, logo, a inércia das massas não suspensas da roda e do eixo são consideradas.

Os valores adoptados para os diferentes parâmetros do modelo foram os seguintes: uma massa igual a 750 kg correspondente à roda e metade do eixo do comboio; o peso próprio da caixa do veículo é considerado através de uma força de 100 kN aplicada na roda; a massa de metade de cada travessa é igual a 125 kg e o espaçamento entre travessas é de 0,60 m; o material elástico que simula o balastro e solo de fundação tem um módulo de deformabilidade igual a 100 MPa para o solo mais rígido e igual a 30 MPa para o solo flexível, o seu coeficiente de poisson é igual a 0,1 e tem uma densidade igual a 2500 kg/m³; o firme da fundação encontra-se a uma profundidade de 3,0 m; a roda movimenta-se a uma velocidade de 90 m/s.

A modelação da via é em 3D usando elementos sólidos. A via é constituída por um carril, palmilhas sob o carril, travessas, palmilhas sob as travessas, balastro e solo de fundação. O comprimento da via, para o caso de análise da optimização da rigidez do balastro e solo de fundação, abrange 45 travessas, sendo que ao longo das primeiras 15 travessas da extremidade o balastro e solo de fundação apresentam características flexíveis, nas últimas 15 travessas do modelo características rígidas e no intermédio, dividindo em secções que abrangem 3 travessas cada, a sua rigidez varia, sendo um

objectivo a optimização dessa rigidez. Na análise da rigidez óptima das palmilhas colocadas sob as travessas a via apresenta um comprimento que abrange 30 travessas. Ao longo das primeiras 10 travessas o balastro e solo de fundação são flexíveis e não se utilizam palmilhas sob as travessas. De seguida a via abrange 10 travessas, apresenta um balastro e solo de fundação rígidos e utilizam-se palmilhas sob as travessas. Por fim o último trecho da via que abrange as últimas 10 travessas é constituído por um balastro e solo de fundação rígidos e volta a não se utilizar palmilhas colocadas sob as travessas. Neste caso procede-se à optimização da rigidez das 10 palmilhas colocadas sob as travessas.

De referir ainda o facto de se analisar o caso em que a transição ocorre do meio mais flexível para o meio mais rígido, e ainda a transição do meio mais rígido para o meio flexível.

No caso de estudo da optimização da rigidez do conjunto balastro e solo de fundação, a rigidez total da via varia entre 45 kN/mm e 90 kN/mm. Na transição do meio rígido para o meio flexível, a variação de rigidez deve ser suave no início e no final da transição, podendo variar mais significativamente na zona central da transição. Relativamente à transição do meio flexível para o meio mais rígido, a variação de rigidez deve ser mais ou menos linear.

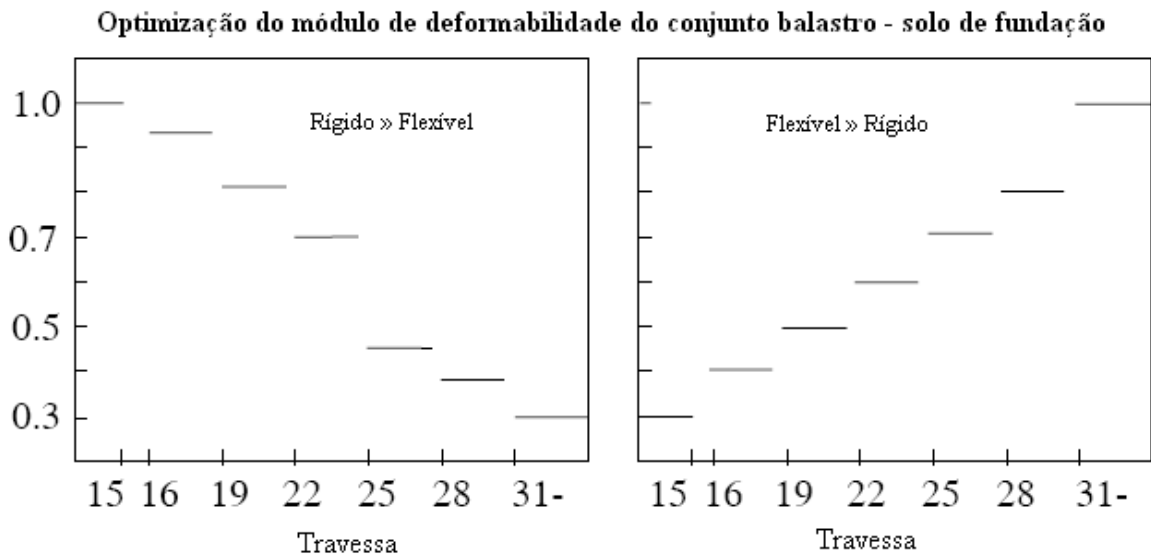


Figura 3.19 – Optimização da rigidez do conjunto balastro – solo de fundação (adaptado de Lundqvist *et al.*, 2006)

A análise da força de interacção roda/carril está representada na Figura 3.20, tendo sido analisados os casos da transição do meio rígido para o meio mais flexível antes da optimização, depois da optimização e ainda com uma solução adoptada cuja variação de rigidez é linear. Relativamente à transição do meio flexível para o meio mais rígido estudou-se a força de interacção roda/carril para a transição optimizada, antes da optimização e ainda com uma solução para a transição correspondente à optimizada para a transição do meio rígido para o meio flexível.

Da análise da figura é facilmente perceptível que a optimização da rigidez na solução adoptada na zona de transição quase que anula a forte variação da força de interacção registada para uma variação brusca de rigidez. As variações da força de interacção para as zonas de interacção optimizadas são de uma gama de valores bastante baixos. Verifica-se ainda que quando a zona de transição é optimizada para a transição do meio flexível para o meio rígido, e vice-versa, os resultados obtidos são bastante

satisfatórios. Conclui-se também que a transição do meio flexível para o meio mais rígido é mais gravosa, uma vez que a variação da força de interacção é superior.

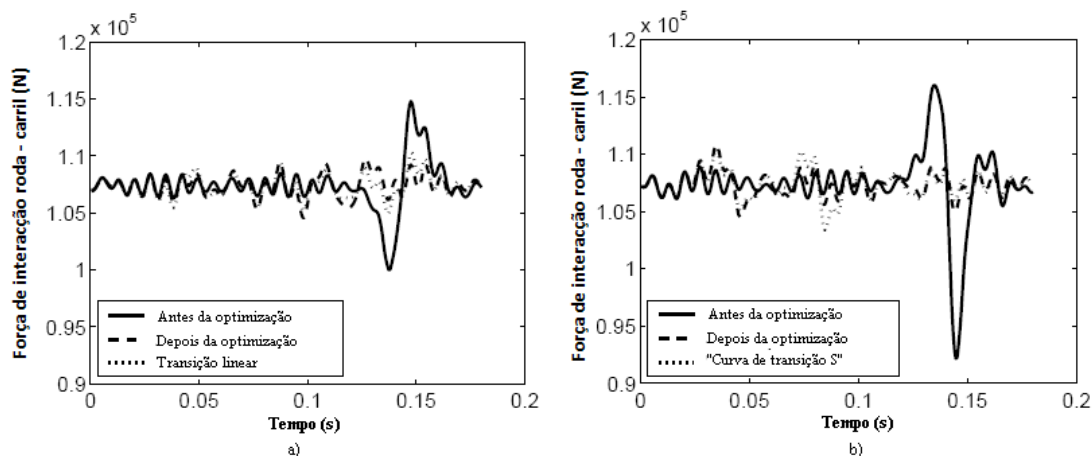


Figura 3.20 – Força de interacção roda/carril antes e depois da optimização: a) transição rígido → flexível; b) transição flexível → rígido (adaptado de Lundqvist *et al.*, 2006)

A segunda parte do estudo elaborado por Lundqvist *et al.* tem como objectivo principal a optimização da rigidez das palmilhas colocadas sob as travessas.

Para a realização deste estudo a via modelada abrange 30 travessas, das quais 10 encontram-se sobre o meio flexível e as restantes 20 sobre o meio mais rígido. Sob as 10 travessas centrais colocaram-se palmilhas elásticas com 20 mm de espessura e em que cada duas palmilhas seguidas apresentam a mesma rigidez. O parâmetro que define a optimização pretendida é o módulo de distorção G , e o limite mínimo considerado foi $G = 10$ MPa, sendo o critério de optimização minimizar a variação da força de interacção entre a roda e o carril.

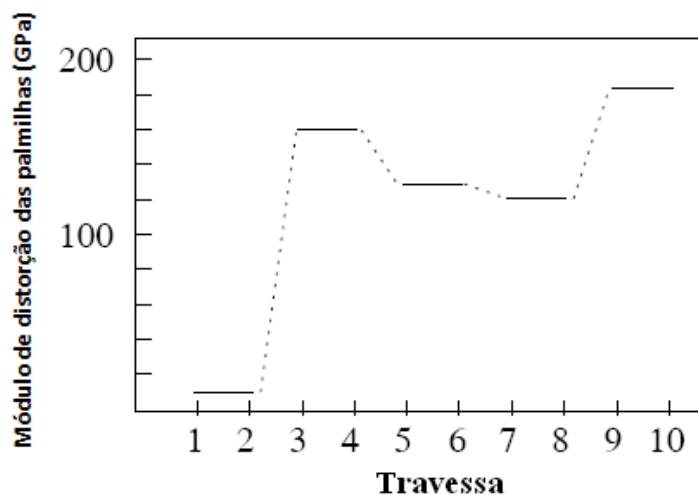


Figura 3.21 – Optimização da rigidez das palmilhas (Lundqvist *et al.*, 2006)

Analisando as curvas da força de interacção para o caso da adopção das palmilhas com rigidez óptima e para o caso em que não se utiliza palmilhas colocadas sob as travessas, conclui-se que a solução optimizada apresenta bons resultados, eliminando a variação da força de interacção que se verifica para uma transição brusca.

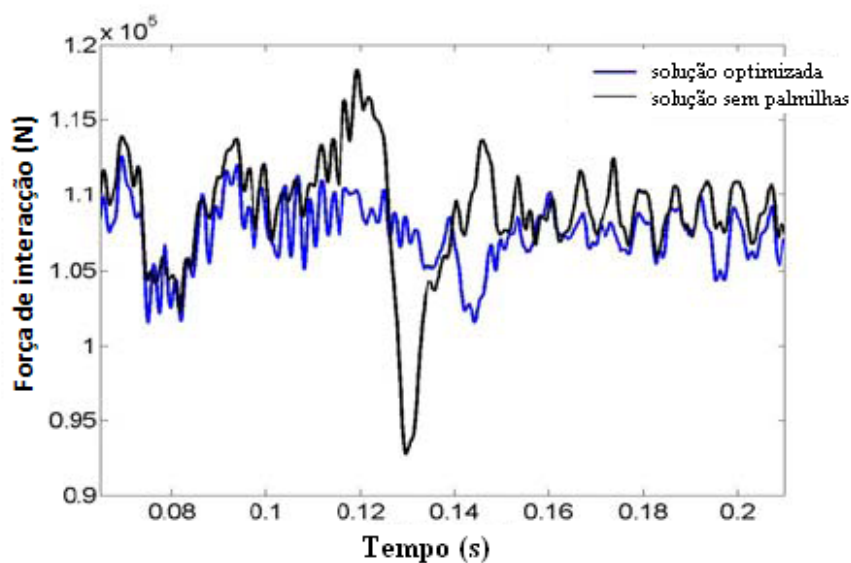


Figura 3.22 – Força de interacção para a solução otimizada e para a solução sem utilização de palmilhas sob as travessas (adaptado de Lundqvist et al., 2006)

Conclui-se então que numa zona de transição, com o objectivo de reduzir os efeitos dinâmicos resultantes da variação de rigidez da via, a adopção de soluções que tornem a variação de rigidez o mais gradual possível diminui significativamente o valor das forças de interacção entre a roda e o carril.

4

Modelação Dinâmica do Sistema Comboio-Via-Solo

4.1. INTRODUÇÃO

A maioria das recomendações existentes no passado apontava para uma consideração simplificada dos efeitos dinâmicos através da consideração de factores de amplificação dinâmica. Com o progressivo aumento da velocidade de circulação do tráfego ferroviário, tanto em linhas existentes como nas novas linhas ferroviárias de alta velocidade, os efeitos dinâmicos começaram a assumir uma preponderância fundamental.

Com o objectivo de analisar os efeitos dinâmicos resultante do tráfego de alta velocidade recorreu-se ao programa de cálculo comercial ANSYS®, no qual se tentou traduzir de uma forma real o comportamento do comboio, da via e da interacção entre ambos. O facto do programa de cálculo possuir um algoritmo de análise não linear de contacto, permitiu modelar a interacção dinâmica entre o comboio e a via. A variação de rigidez da via provocada pela fundação da via sobre solos com módulos de deformabilidade distintos é facilmente modelada através da consideração de dois solos distintos.

4.2. MODELAÇÃO DA VIA EM 2D

A análise dinâmica em estudo foi realizada considerando a via férrea como um modelo de estado plano de tensão. Longitudinalmente a via apresenta no total 78,3 metros, dos quais 45,0 metros se localizam antes da zona de transição.

As características das diferentes componentes da via férrea balastrada de alta velocidade, foram consideradas tendo em conta os valores utilizados nos diferentes países europeus.

A modelação dos carris foi realizada como uma viga contínua discretizada em elementos de viga com 0,10 m comprimento, com rigidez à flexão EI_r e massa por unidade de comprimento m_r , correspondendo a dois carris UIC60. Utilizou-se elementos mola-amortecedor para modelar as palmilhas, com rigidez e amortecimento igual a 75×10^6 N/m e 60 kN.s/m respectivamente. Considerou-se travessas do tipo monobloco de betão armado pré-esforçado com massa igual a 400kg e com as dimensões $0,22 \times 0,30 \times 2,60$ m³, espaçadas entre si de 0,6 m. Os elementos das travessas foram subdivididos em dois elementos de 0,15 m de largura cada, para que a ligação à palmilha ocorra no seu eixo. As características do balastro e do subbalastro consideradas resultaram de um caso de estudo analisado no âmbito do projecto Supertrack (2005). A altura da camada de balastro é igual a 0,35 m enquanto a camada do subbalastro é igual a 0,25 m. Na modelação destas duas camadas dividiu-se os

elementos longitudinalmente com uma largura de 0,15 m e altura igual à respectiva altura total de cada camada. Relativamente ao solo de fundação dividiu-se em elementos de altura igual a 0,25 m e largura igual a 0,15 m, sendo que se realizaram estudos para diferentes alturas da camada de solo. Na modelação das travessas, balastro, subbalastro e solo de fundação, utilizaram-se elementos de volume em estado plano de tensão.

Tabela 4.1 – Características da modelação da via em estado plano de tensão (baseado em Lopes 2008)

Elemento	Características	Tipo de elemento utilizado no ANSYS®
Carril	<ul style="list-style-type: none"> • $E = 200 \text{ GPa}$ • $\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$ • $A = 154 \text{ cm}^2$ • $I = 61,1 \times 10^{-6} \text{ m}^4$ 	BEAM3
Palmilhas	<ul style="list-style-type: none"> • $K = 75 \times 10^6 \text{ N/m}$ • $C = 60 \text{ kN.s/m}$ 	COMBIN14
Travessas	<ul style="list-style-type: none"> • $E = 25 \text{ GPa}$ • $\nu = 0,2$ • $\rho = 2548,42 \text{ kg/m}^3$ 	PLANE42
Balastro	<ul style="list-style-type: none"> • $E = 70 \text{ MPa}$ • $\nu = 0,15$ • $\rho = 1529 \text{ kg/m}^3$ 	PLANE42
Subbalastro	<ul style="list-style-type: none"> • $E = 70 \text{ MPa}$ • $\nu = 0,30$ • $\rho = 2090 \text{ kg/m}^3$ 	PLANE42
Solo de fundação 1	<ul style="list-style-type: none"> • $E = 40 \text{ MPa (*)}$ • $\nu = 0,3$ • $\rho = 2140,7 \text{ kg/m}^3$ 	PLANE42
Solo de fundação 2	<ul style="list-style-type: none"> • $E = 8000 \text{ MPa (*)}$ • $\nu = 0,3$ • $\rho = 2140,7 \text{ kg/m}^3$ 	PLANE42

(*) Caso de estudo em que $E1 = 40 \text{ MPa}$ e $E2 = 200 \times E1$

O módulo de deformabilidade do solo 2 foi considerado superior ao do solo 1 devido ao facto de estudos anteriores demonstrarem que uma transição de uma zona mais flexível para uma zona mais rígida apresenta-se mais problemática do que no caso contrário.

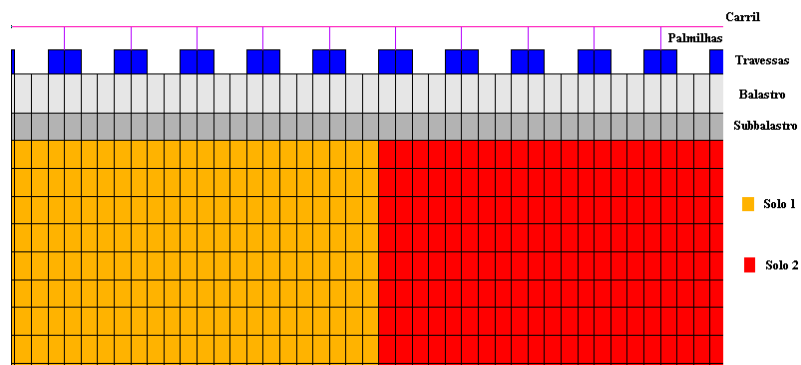


Figura 4.1 – Pormenor da modelação na zona de transição

As espessuras dos elementos de volume foram acertadas tendo em conta uma análise estática comparativa com um modelo 3D.

4.3. MODELAÇÃO DA VIA EM 3D

O modelo 3D é utilizado para efectuar a adequada calibração do modelo de estado plano de tensão, no qual se executa a análise dinâmica.

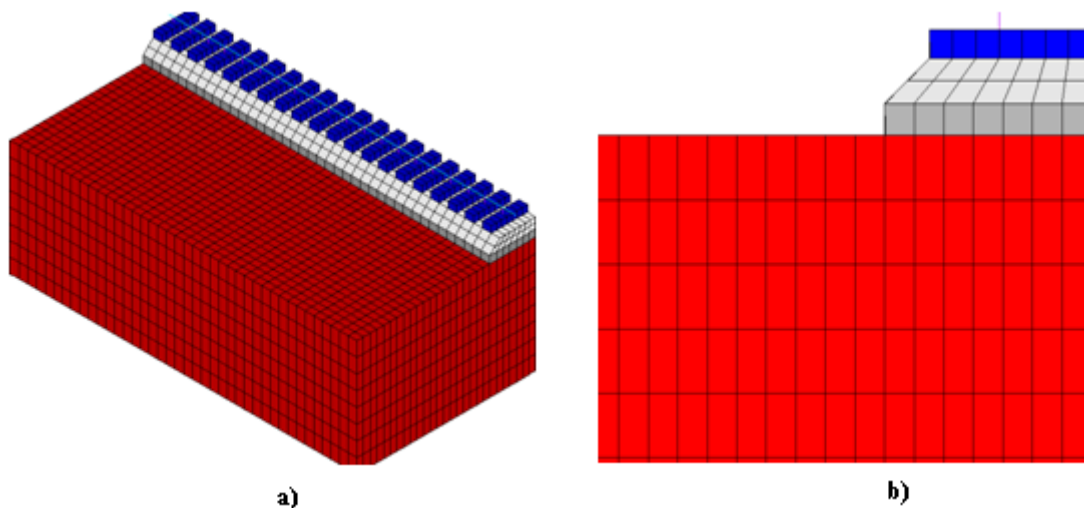


Figura 4.2 – Modelo 3D da via: a) vista em perspectiva; b) corte transversal

As características das diferentes camadas da via são idênticas às já enunciadas para o modelo 2D, no entanto o tipo de elemento utilizado no ANSYS® para simular os diferentes elementos das camadas das travessas, balastro, subbalastro e camadas do solo de fundação, é um elemento de volume (SOLID95) constituído por 20 nós. Relativamente aos carris e às palmilhas o tipo de elementos utilizados é o mesmo (BEAM3 e COMBIN14 respectivamente).

Longitudinalmente, ao contrário do modelo 2D, a via apresenta um total de 12 metros, evitando assim um modelo exageradamente pesado, e transversalmente as camadas do solo de fundação apresentam uma extensão de 6,2 m. Na redução do comprimento da via é necessário ter em conta a zona de influência do carregamento por parte de um bogie da locomotiva de um comboio ICE2, carregamento estático considerado na análise da calibração do modelo 2D. A modelação do solo de fundação tem de incluir nas dimensões das diferentes camadas toda a zona de influência devido à carga aplicada.

Na direcção longitudinal todos os elementos têm um comprimento de 0,30 m com excepção aos elementos dos carris que têm uma extensão de 0,10 m. Transversalmente os elementos que constituem as travessas têm um comprimento de 0,18 m, os elementos do balastro, dependendo da camada, têm dimensões de 0,18 m, 0,205 m e 0,23 m, e os elementos do subbalastro e do solo de fundação têm um comprimento de 0,23m. No que se refere à altura dos elementos, aqueles que fazem parte do solo de fundação têm uma altura de 0,50 m, os do subbalastro 0,25 m, os do balastro apresentam uma altura de 0,175 m e os elementos das travessas têm uma altura de 0,22 m.

4.4. MODELAÇÃO DO COMBOIO

A circulação do comboio a alta velocidade induz vibrações significativas na via devido à aplicação veloz e quase repentina das acções sobre a via. As irregularidades da geometria da via, muito comuns em zonas de variação brusca de rigidez, e defeitos nas rodas dos veículos são outra das causas para o aumento de vibrações induzidas na via. Com o objectivo de estudar o comportamento dinâmico da interacção entre o comboio e a via é necessário modelar o comboio de uma maneira que traduza o seu real comportamento dinâmico.

Para zonas de transição não é necessário utilizar um modelo completo do comboio uma vez que não há risco da existência de fenómenos de ressonância como nas pontes. Basta então modelar uma locomotiva de um comboio pois as cargas por eixo das locomotivas são superiores às cargas das outras carruagens do comboio.

Na realização deste trabalho utilizou-se o modelo de uma locomotiva do comboio ICE2 (Inter City Express), que circula na rede alemã de alta velocidade e que consegue alcançar uma velocidade máxima de 310 km/h. Este comboio consiste em duas locomotivas, uma em cada ponta, com uma carga de 195 kN por eixo, e doze carruagens intermédias com cargas por eixo de 112 kN, totalizando no total um comprimento de 358,6 m.

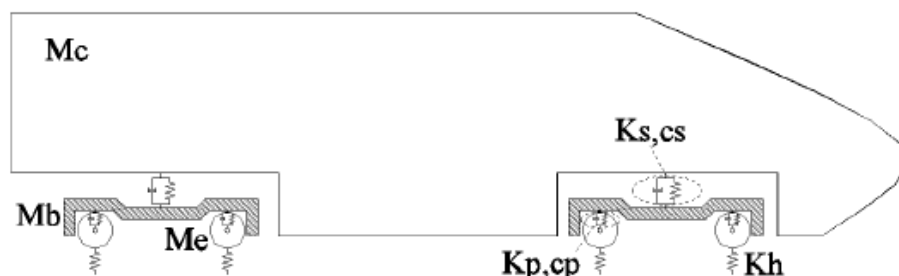


Figura 4.3 – Modelo dinâmico da locomotiva do comboio ICE2 (Ribeiro *et al.*, 2008)

O modelo dinâmico da locomotiva é constituído por:

- Corpo rígido, de massa M_c , a simular a caixa do veículo;
- Molas, de rigidez k_s e amortecimento c_s , a simular as suspensões secundárias;
- Corpos rígidos, de massa M_b , a simular os bogies da locomotiva;
- Molas, de rigidez k_p e amortecimento c_p , a simular as suspensões primárias;
- Massas M_e a simular os eixos e as rodas;
- Molas, de rigidez k_h , a simular a ligação entre a roda e o carril.

A modelação da locomotiva no programa de cálculo ANSYS® consistiu em considerar a caixa da locomotiva e os bogies como elementos de viga com elevada rigidez à flexão e massa uniformemente distribuída ao longo do seu comprimento, enquanto a suspensão primária e secundária e a ligação entre

a roda e o carril foram modelados como elementos mola-amortecedor. As rodas e os eixos foram modelados como massas concentradas.

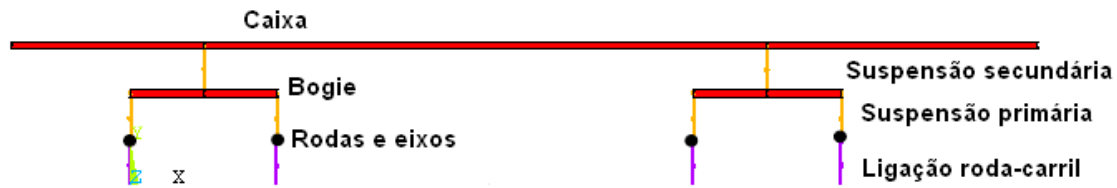


Figura 4.4 – Modelo dinâmico da locomotiva ICE2 no programa ANSYS® (Ribeiro *et al.*, 2008)

Na Tabela 4.2 estão representadas as características do modelo da locomotiva ICE2 que foram utilizadas na modelação realizada no programa ANSYS®. Estes valores foram retirados de Ribeiro *et al.* (2008).

Tabela 4.2 – Características do modelo da locomotiva ICE2

Elemento		Tipo de elemento utilizado no ANSYS®	
Massa	Mc	60,768 kg	BEAM3
	Mb	5600 kg	BEAM3
	Me	2003 kg	MASS21
Suspensões	primária	kp	$4,80 \times 10^6$ N/m
		cp	$1,08 \times 10^5$ N.s/m
	secundária	ks	$1,76 \times 10^6$ N/m
		cs	$1,52 \times 10^5$ N.s/m
Contacto roda-carril	k_h	$1,94 \times 10^9$ N/m	COMBIN14

4.5. INTERACÇÃO ENTRE O COMBOIO E A VIA

O cálculo da rigidez elástica do contacto entre a roda e o carril baseou-se na teoria de Hertz (Calçada, 1995; Esvel, 2001). Segundo a teoria de Hertz, a deformação elástica da roda e do carril cria uma zona de contacto elíptica, enquanto a distribuição da tensão de contacto é do tipo semi-elíptico.

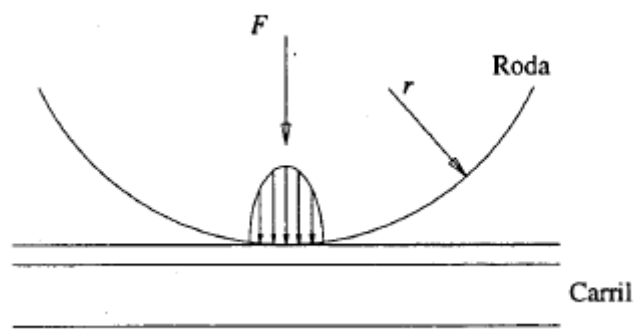


Figura 4.5 – Distribuição das tensões de contacto entre a roda e o carril segundo a teoria de Hertz (Calçada, 1995)

A força de interacção entre a roda e o carril pode ser expressa por:

$$F = c_h \cdot y^{3/2} \quad (4.1)$$

sendo c_h um factor que depende do raio da roda e do seu estado de uso. A rigidez elástica do contacto entre a roda e o carril (k_h) é obtida através da primeira derivada de F em ordem a y :

$$k_h = \frac{dF}{dy} = \frac{3}{2} \cdot c_h \cdot y^{1/2} \quad (4.2).$$

Combinando a expressão (4.1) com a expressão (4.2), obtém-se a expressão para a rigidez elástica do contacto entre a roda e o carril em função da força de interacção:

$$k_h = \frac{3}{2} \cdot c_h^{2/3} \cdot F^{1/3} \quad (4.3).$$

Para o caso em estudo, considerando o valor das cargas estáticas por eixo da locomotiva como o valor adoptado para F (195kN), e considerando um valor de c_h igual a $10,5 \times 10^{10} \text{ N.m}^{-3/2}$ (Calçada, 1995), valor indicado para rodas novas, a rigidez elástica do contacto entre a roda e o carril obtida é igual a $1,94 \times 10^9 \text{ N/m}$.

Relativamente à modelação da interacção entre o comboio e a via no programa de cálculo ANSYS®, recorreu-se a um algoritmo de contacto, disponível no programa, do tipo ponto-linha. Foi então necessário identificar os elementos de contacto e também os elementos alvos do contacto. Os elementos de viga que servem de modelação do carril foram definidos como linhas alvo do contacto (TARGE169) e as rodas do comboio foram definidas como pontos que estabelecem o contacto (CONTA175).

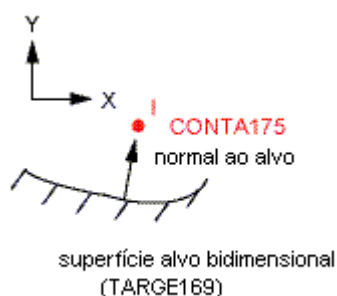


Figura 4.6 – Esquema de funcionamento dos elementos de contacto no programa ANSYS®

A resolução do problema de contacto entre a roda do comboio e a via foi resolvido recorrendo ao método de Lagrange aumentado, uma vez que a elevada rigidez existente no contacto pode causar uma instabilidade numérica. O programa recorreu ainda ao método de Newton-Raphson para a resolução de equações não lineares.

4.6. AMORTECIMENTO DO SOLO

A modelação do solo de fundação, sendo impossível a sua discretização em todo o seu domínio, obriga a proceder a uma delimitação do meio a analisar. A imposição de deslocamentos nulos, ou mesmo permitindo deslocamentos livres nas suas fronteiras, altera o real comportamento de propagação das ondas no seu meio. Torna-se então imperativo dotar as condições de fronteira do solo de fundação de características que permitam simular o livre atravessamento da propagação das ondas.

Recorreu-se a um conjunto de amortecedores com viscosidade para modelar as zonas de fronteira do solo de fundação, isto com o objectivo de evitar a reflexão das ondas nas fronteiras do modelo. Estes

amortecedores evitam a reflexão de ondas artificiais, geradas a partir das fronteiras, de penetrar no modelo e corromper os resultados pretendidos. Esta análise é baseada num estudo desenvolvido por White (1977) e devidamente aprofundada por Faria (1994).

Resultando de vários estudos efectuados para meios bidimensionais com comportamento elástico e linear, White (1977) propôs uma matriz de amortecimento para aplicação às fronteiras artificiais do meio:

$$\begin{bmatrix} c_{vn} \\ c_{vt} \end{bmatrix} = \frac{8\sqrt{\rho \cdot G}}{15 \cdot \pi} \cdot \begin{bmatrix} 5/s - 2 \cdot s + 2 & 0 \\ 0 & 2 \cdot s + 3 \end{bmatrix} \quad (4.4)$$

sendo

$$s = \sqrt{\frac{1-2 \cdot v}{2 \cdot (1-v)}} \quad (4.5)$$

e

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1+v)} \quad (4.6)$$

o módulo de rigidez elástica de distorção, sendo ρ a massa volúmica e v o coeficiente de poisson.

Para simplificar a nomenclatura utilizada considerou-se ainda:

$$c' = \frac{8\sqrt{\rho \cdot G}}{15 \cdot \pi} \quad (4.7).$$

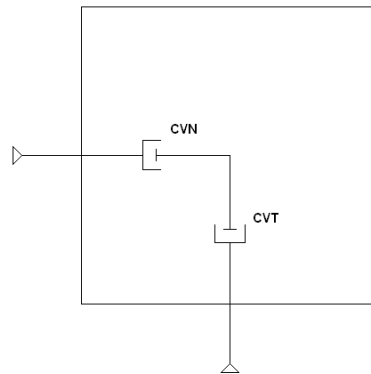


Figura 4.7 – Elemento de fronteira num modelo bidimensional

Foi necessário calcular a matriz de amortecimento para todas as gamas de módulo de deformabilidade do solo utilizados nos vários cálculos efectuados. Na Tabela 4.3 apenas se apresentam os cálculos correspondentes aos três módulos de deformabilidade considerados para o solo 1 do modelo, o solo mais flexível da transição.

Tabela 4.3 – Cálculo do amortecimento viscoso das fronteiras do solo de fundação

E (MPa)	40	80	120
v	0,3	0,3	0,3
ρ (kg/m ³)	2140,7	2140,7	2140,7
s	0,5345	0,5345	0,5345
G (MPa)	15,38	30,78	46,15
c'	30808,47	43569,75	53361,83

CVN	316868,11	448119,18	548831,67
CVT	125361,04	177287,28	217131,68

4.7. ESTUDO DA CALIBRAÇÃO DO MODELO 2D

4.7.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

Na modelação dos elementos constituintes das camadas do balastro, subbalastro e solo de fundação, e ainda na modelação das travessas, o tipo de elemento adoptado no programa de cálculo comercial ANSYS® (PLANE42) permite a modelação de elementos sólidos em 2D, aos quais é atribuída uma espessura em estado plano de tensão.

A calibração do modelo 2D em estado plano de tensão, consiste então na definição da espessura dos elementos de volume das diferentes camadas da via, com o objectivo de garantir um comportamento similar entre o modelo 2D e o modelo 3D, nomeadamente no que se refere aos deslocamentos, quando ambos estão sujeitos a um carregamento estático correspondente a um bogie da locomotiva ICE2. De referir que para as travessas é considerada uma espessura de 2,6 m, valor real da sua extensão.

Realizou-se um estudo para analisar a influência da altura da camada do solo de fundação (H_{solo}) no processo de calibração, e também se analisou ainda a influência do módulo de deformabilidade do solo de fundação (E_{solo}). As alturas da camada do solo de fundação consideradas no estudo foram 4 m, 8 m e 12 m, enquanto os módulos de deformabilidade estudados foram 10 MPa, 50 MPa, e sucessivos acréscimos de 50 MPa até ao valor máximo de 500 MPa. Para o caso de estudo em que a camada do solo de fundação é de 4 metros, analisou-se ainda casos para módulos de deformabilidade do mesmo de 5 MPa em 5 MPa até ao valor máximo de 100 MPa.

4.7.2. DESCRIÇÃO DO MÉTODO DA CALIBRAÇÃO

O método realizado para executar a calibração do modelo 2D é um processo iterativo que consiste em:

- calcular os deslocamentos (s_{3D}) das diferentes camadas da via do modelo 3D, na linha de acção de uma das rodas do bogie que carrega a via.

A espessura B é inversamente proporcional aos deslocamentos, um aumento do parâmetro B provoca uma diminuição dos deslocamentos. Admite-se então para a relação entre a espessura das camadas da via e os seus deslocamentos a aproximação:

$$\frac{s_{Bi}}{s_{3D}} = \frac{1/B_i}{1/B_{i+1}} \quad (4.8)$$

sendo s_{Bi} os deslocamentos do modelo 2D, em que as diferentes camadas da via apresentam espessuras B_i , na linha de acção de uma das rodas do bogie que carrega a via, para a iteração i . O parâmetro B_{i+1} corresponde às espessuras das camadas da via a utilizar na iteração seguinte, e pode ser calculado através da expressão:

$$B_{i+1} = \frac{s_{Bi}}{s_{3D} \cdot 1/B_i} \quad (4.9)$$

- calcular os deslocamentos (s_{Bi}) das diferentes camadas da via do modelo 2D na linha de acção de uma das rodas do bogie que carrega a via, considerando numa primeira fase

uma espessura (B_i) de 1,0 m para todos os elementos de volume em estado plano de tensão que constituem as diferentes camadas da via.

- iii. obter os valores de B_{i+1} através da equação (4.9) e de seguida calcular os assentamentos das várias camadas da via respectivos às espessuras B_{i+1} . Repetir o processo até que:

$$\left| \frac{S_{Bi} - S_{3D}}{S_{Bi}} \right| < 1\% \quad (4.10).$$

Na generalidade dos casos estudados os resultados convergem a partir da terceira iteração.

De seguida é apresentado um exemplo do método de calibração do modelo 2D em função do modelo 3D. O caso apresentado corresponde a um solo de fundação de módulo de deformabilidade igual a 10 MPa e altura de 4,0 m.

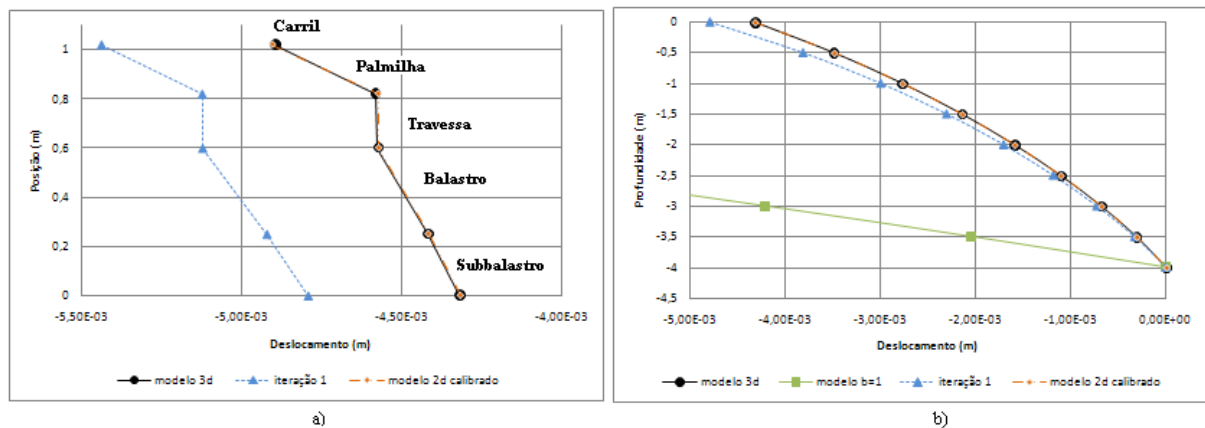


Figura 4.8 – Deslocamentos verticais em função da posição vertical: a) via; b) solo de fundação

Da análise da Figura 4.8 é possível verificar que após a calibração o modelo 2D apresenta um comportamento, a nível dos deslocamentos, coincidente com o comportamento do modelo 3D. Inicialmente, ao considerar uma espessura de 1,0 m a todos os elementos do modelo 2D, o seu comportamento afasta-se consideravelmente do pretendido. No entanto, após a primeira iteração, o modelo 2D, nas camadas do solo de fundação, apresenta desde logo um comportamento bastante similar ao comportamento do modelo 3D. Os restantes elementos da via, logo após a primeira iteração, ainda não apresentam o comportamento exigido. Uma vez que estes elementos são os que estão mais fortemente sujeitos às cargas aplicadas, a convergência dos seus deslocamentos é mais demorada, no entanto, após o processo de calibração estar concluído todos os elementos do modelo 2D têm um comportamento exactamente coincidente com o modelo 3D.

Tabela 4.4 – Ajuste das espessuras dos elementos planos do modelo 2D

Calibração		iteração 1	iteração 2	iteração 3
elemento	z (m)	B (m)	B (m)	B (m)
balastro	0,6	2,49	3,22	3,32
	0,25			
subbalastro	0,25	2,51	3,22	3,34
	0,00			

solo de fundação	- 0,00			
	- 0,50	3,46	4,07	4,13
	- 0,50			
	- 1,00	3,81	4,34	4,36
	- 1,00			
	- 1,50	4,11	4,54	4,53
	- 1,50			
	- 2,00	4,52	4,92	4,92
	- 2,00			
	- 2,50	4,91	5,30	5,28
	- 2,50			
	- 3,00	5,35	5,74	5,72
	- 3,00			
	- 3,50	5,84	6,24	6,22
	- 3,50			
	- 4,00	6,58	7,00	6,98

Analisando a evolução das espessuras a atribuir aos elementos do modelo 2D ao longo das iterações do processo de calibração, percebe-se que nas primeiras duas iterações essas espessuras aumentam, isto devido ao facto de o ponto de partida ser a consideração de um valor baixo da espessura para todos os elementos, valor igual a 1,0 m, resultando em assentamentos elevados, logo, baixos valores das espessuras que vão sendo corrigidos ao longo do processo iterativo.

Logicamente, os assentamentos são mais acentuados nas primeiras camadas da via. Ao longo da profundidade do modelo os assentamentos vão decrescendo até atingirem o valor nulo quando se atinge o firme, a quatro metros de profundidade. Assim, para o modelo 2D reflectir este comportamento, as espessuras dos seus elementos vão aumentando ao longo da profundidade para que, consequentemente, os assentamentos vão diminuindo.

4.7.3. ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DO MÓDULO DE DEFORMABILIDADE DO SOLO DE FUNDAÇÃO

Neste ponto irá ser analisado, para os três casos da altura do solo de fundação considerados, a influência do aumento do módulo de deformabilidade do solo de fundação no processo de calibração do modelo.

Como já foi referido anteriormente foram considerados os valores de 4 m, 8 m e 12 m para as alturas do solo de fundação.

Os módulos de deformabilidade do solo de fundação considerados foram 10 MPa, 50 MPa, e de 50 MPa em 50 MPa até ao valor máximo de 500 MPa.

4.7.3.1. $H_{\text{solo}} = 4$ metros

A Figura 4.9 e a Figura 4.10 representam a evolução dos assentamentos das diversas camadas da via ao longo da profundidade.

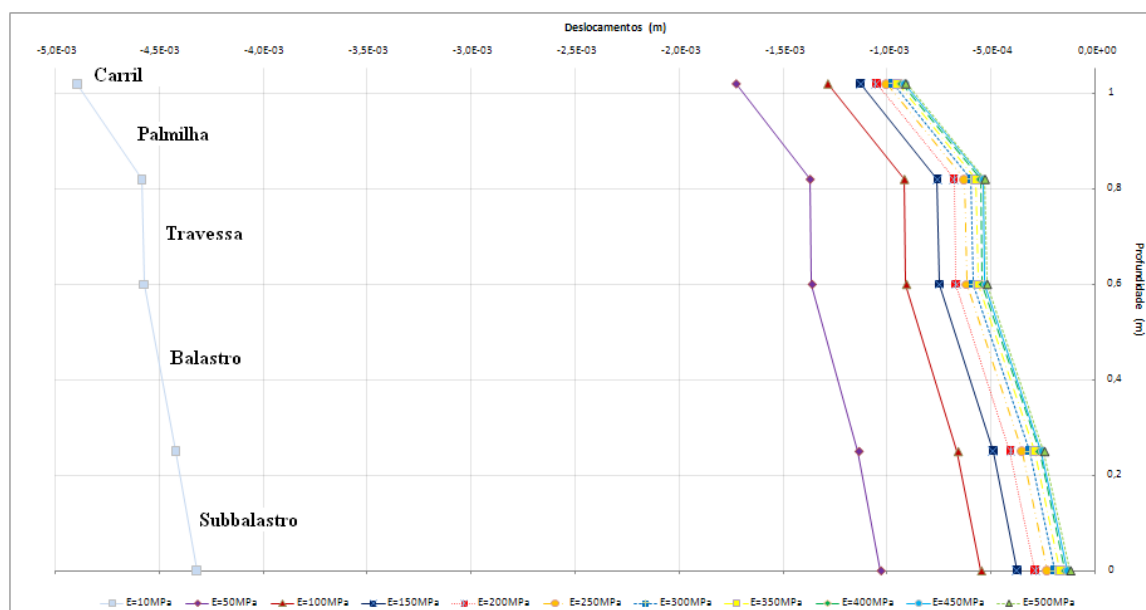


Figura 4.9 – Deslocamentos verticais da via em função da posição vertical para $H_{\text{solo}} = 4$ m

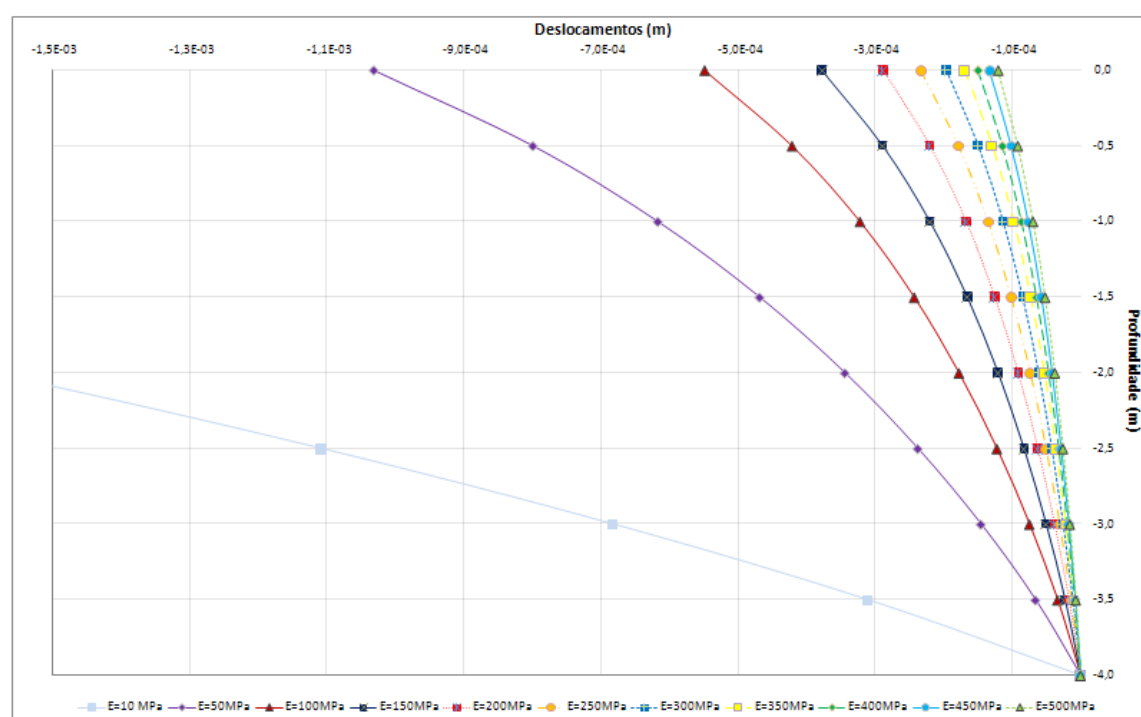


Figura 4.10 – Deslocamentos verticais do solo de fundação em função da posição vertical para $H_{\text{solo}} = 4$ m

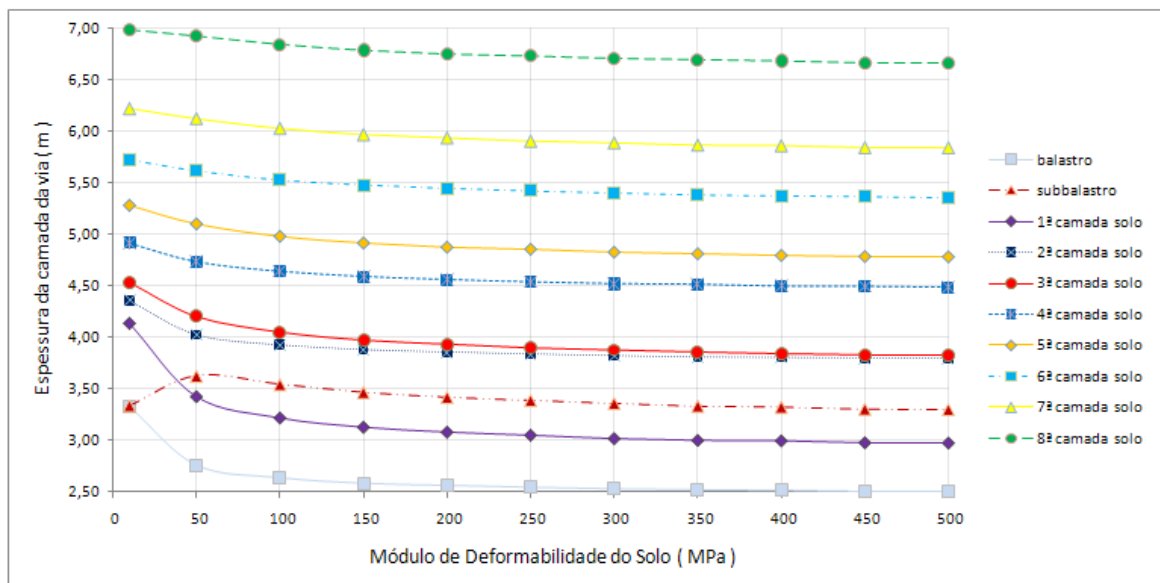
As figuras mostram uma clara tendência de aproximação do comportamento da via férrea, no que se refere aos deslocamentos, conforme o módulo de deformabilidade vai aumentando. Esta constatação é bastante importante na análise da calibração dos elementos planos do modelo 2D. Conforme as curvas dos assentamentos das diferentes camadas vão-se aproximando de caso para caso ao aumentar o

módulo de deformabilidade do solo, também as espessuras do modelo calibrado se aproximam, devido à relação existente entre os assentamentos e as espessuras dos elementos.

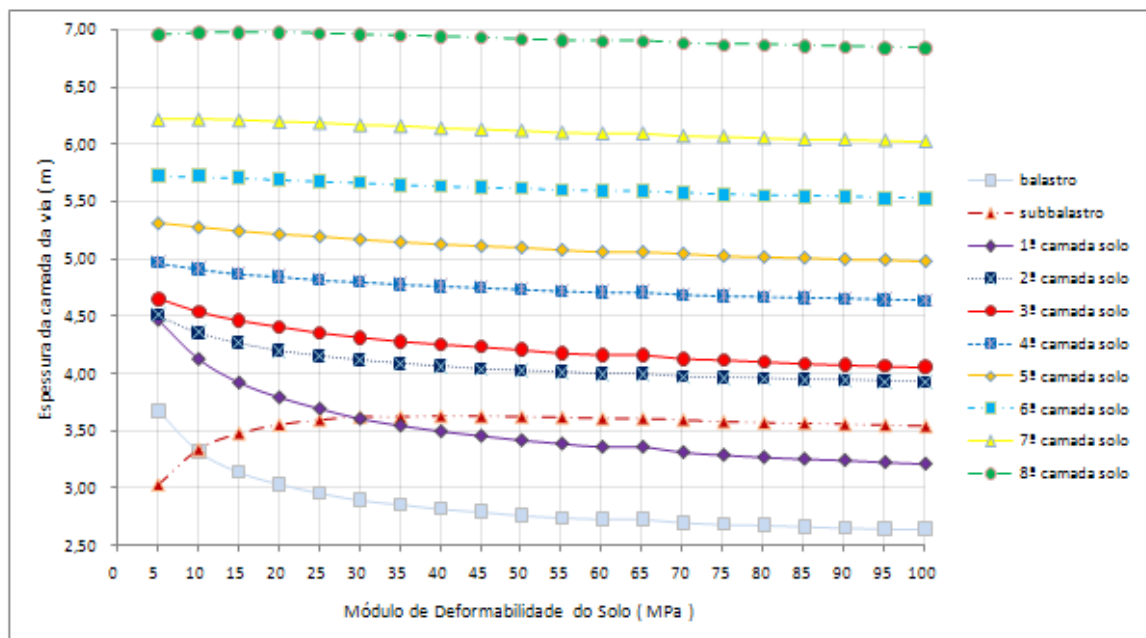
Tabela 4.5 – Influência do módulo de deformabilidade do solo de fundação no processo de calibração para $H_{\text{solo}} = 4 \text{ m}$

Calibração	E_{solo} (MPa)	10	50	100	150	200	250	300	350	400	450	500
elemento	z (m)	B (m)	B (m)	B (m)	B (m)	B (m)	B (m)	B (m)	B (m)	B (m)	B (m)	B (m)
balastro	0,6	3,32	2,76	2,64	2,59	2,57	2,55	2,54	2,53	2,52	2,51	2,51
	0,25											
subbalastro	0,25	3,34	3,62	3,54	3,47	3,42	3,39	3,36	3,33	3,32	3,30	3,30
	0,00											
solo de fundação	- 0,00	4,13	3,42	3,21	3,12	3,08	3,05	3,01	3,00	2,99	2,97	2,97
	- 0,50											
	- 0,50	4,36	4,03	3,93	3,88	3,86	3,84	3,82	3,81	3,80	3,80	3,80
	- 1,00											
	- 1,00	4,53	4,20	4,05	3,97	3,93	3,90	3,88	3,86	3,84	3,83	3,83
	- 1,50											
	- 1,50	4,92	4,74	4,64	4,59	4,56	4,54	4,52	4,51	4,49	4,49	4,48
	- 2,00											
	- 2,00	5,28	5,10	4,98	4,92	4,88	4,86	4,83	4,81	4,80	4,79	4,78
	- 2,50											
	- 2,50	5,72	5,62	5,53	5,48	5,45	5,43	5,41	5,39	5,38	5,37	5,36
	- 3,00											
	- 3,00	6,22	6,12	6,03	5,97	5,94	5,91	5,89	5,87	5,86	5,85	5,84
	- 3,50											
	- 3,50	6,98	6,92	6,84	6,79	6,75	6,74	6,71	6,70	6,69	6,67	6,67
	- 4,00											

Tal como esperado pela análise da evolução dos assentamentos da via em função da sua posição vertical, os valores finais da espessura dos elementos planos a partir de um módulo de deformabilidade do solo de fundação igual a 150 MPa pouco variam, as espessuras em cada camada da via vão convergindo para um mesmo valor ao mesmo tempo que o módulo de deformabilidade do solo de fundação vai aumentando.



Tendo em conta que a maior discrepância do comportamento da via, relativamente aos seus assentamentos, se verifica para uma gama do módulo de deformabilidade do solo de fundação que varia entre os 10 MPa e os 100 MPa, decidiu-se estudar mais pormenorizadamente o processo de calibração do modelo plano 2D para essa gama de valores. Realizou-se um estudo partindo de um valor mínimo de 5 MPa e foi-se aumentando 5 MPa até ao valor máximo de 100 MPa.



Esta análise pormenorizada também confirma a tendência da convergência dos valores das espessuras B das camadas conforme o módulo de deformabilidade do solo vai aumentando. Facto interessante é a verificação que a única camada que apresenta uma curva inicialmente crescente é o subbalastro. Este crescimento no entanto estabiliza para valores a rondar os 50 MPa e começa depois a decrescer. Uma possível explicação para este fenómeno é a de que enquanto o solo de fundação apresenta um módulo

de deformabilidade bastante inferior ao do subbalastro ($E_{sb} = 70 \text{ MPa}$), o subbalastro deforma-se com o solo de fundação, ou seja, a diferença de assentamento da camada do subbalastro é muito baixa comparativamente com as diferenças de assentamento das camadas do solo de fundação, é como que o subbalastro não esteja a “trabalhar”. Quando os valores do módulo de deformabilidade do solo de fundação aumentam para valores da ordem de grandeza de E_{sb} , as diferenças de assentamento da camada do subbalastro e das camadas do solo de fundação passam a ser da mesma ordem de grandeza, a estrutura funciona em conjunto.

Tabela 4.6 – Comparação dos assentamentos diferenciais do subbalastro e das primeiras camadas do solo de fundação

$E_{\text{solo}} \text{ (MPa)}$		5		95	
Elemento	z (m)	assentamento (mm)	Δ assentamento (mm)	assentamento (mm)	Δ assentamento (mm)
Subbalastro	0,25	8,1044	0,1047	0,6880	0,1117
	0,0	7,9997		0,5763	
1ª camada do solo de fundação	0,0	7,9997	1,4163	0,5763	0,1341
	-0,5	6,5834		0,4422	
2ª camada do solo de fundação	-0,5	6,5834	1,2925	0,4422	0,1038
	1,0	5,2909		0,3384	

4.7.3.2. $H_{\text{solo}} = 8 \text{ metros}$

A Figura 4.13 e a Figura 4.14 representam a evolução dos assentamentos das diversas camadas da via ao longo da profundidade para o caso de uma altura de solo de fundação igual a 8 metros.

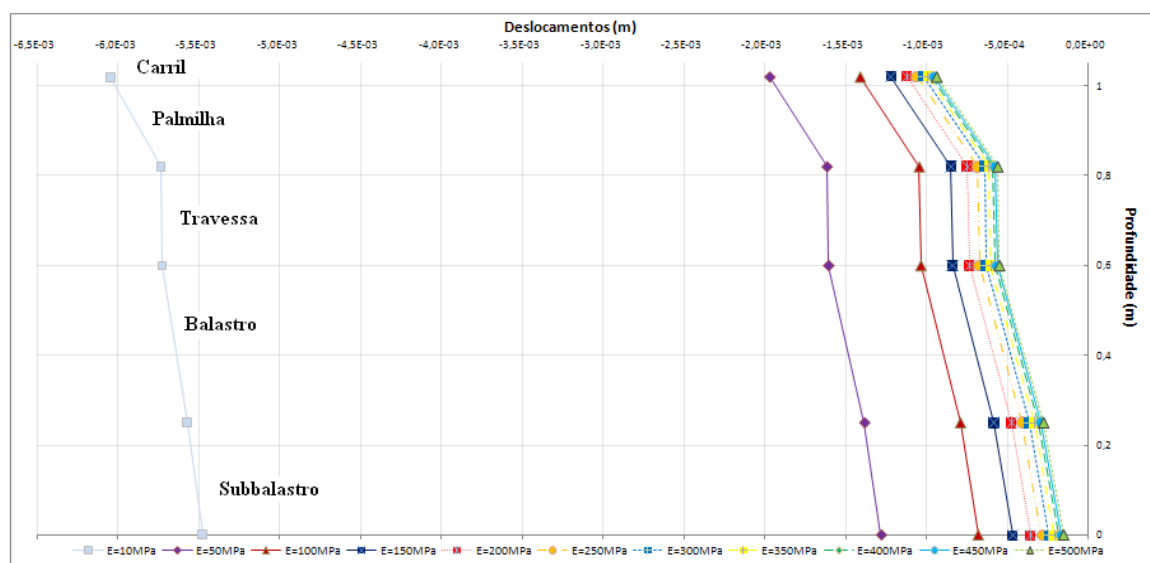


Figura 4.13 – Deslocamentos verticais da via em função da posição vertical para $H_{\text{solo}} = 8 \text{ m}$

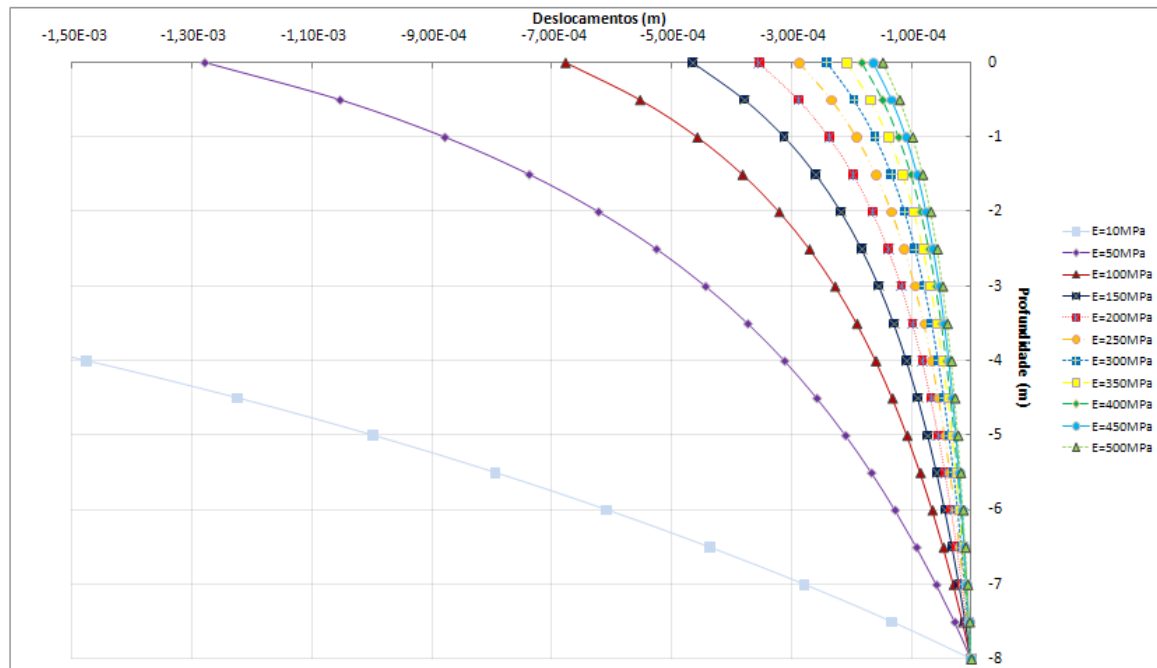


Figura 4.14 - Deslocamentos verticais do solo de fundação em função da posição vertical para $H_{\text{solo}} = 8$ m

Analisando os deslocamentos das várias camadas constituintes da via férrea, verifica-se um aumento do valor do assentamento para todas as camadas com o aumento do tamanho da camada do solo de fundação.

Relativamente à evolução dos assentamentos em função do módulo de deformabilidade do solo de fundação, tal como no caso de uma altura de 4 metros, com o crescimento deste verifica-se uma convergência do comportamento da via no que se refere à curva dos seus deslocamentos. Como tal, também o processo de calibração irá convergir com o aumento do módulo de deformabilidade do solo.

Tabela 4.7 - Influência do módulo de deformabilidade do solo de fundação no processo de calibração para $H_{\text{solo}} = 8$ m

Calibração	E_{solo} (Mpa)	10	50	100	150	200	250	300	350	400	450	500
elemento	z (m)	B (m)	B (m)	B (m)	B (m)	B (m)	B (m)	B (m)	B (m)	B (m)	B (m)	B (m)
balastro	0,60	3,34	2,78	2,65	2,60	2,57	2,55	2,54	2,53	2,52	2,51	2,51
	0,25											
subbalastro	0,25	3,26	3,64	3,56	3,49	3,43	3,39	3,37	3,35	3,33	3,31	3,30
	0,00											
solo de fundação	-0,00	4,22	3,49	3,28	3,17	3,12	3,08	3,07	3,04	3,03	3,02	3,01
	-0,50											
	-0,50	4,51	4,13	4,01	3,96	3,93	3,91	3,89	3,88	3,86	3,86	3,86
	-1,00											
	-1,00	4,73	4,35	4,17	4,09	4,04	4,01	3,97	3,96	3,94	3,92	3,91

-1,50											
-1,50											
-2,00	5,19	4,96	4,85	4,80	4,76	4,72	4,70	4,69	4,67	4,67	4,65
-2,00											
-2,50	5,69	5,45	5,31	5,24	5,18	5,15	5,13	5,11	5,10	5,08	5,07
-2,50											
-3,00	6,29	6,13	6,03	5,97	5,93	5,90	5,87	5,86	5,84	5,83	5,82
-3,00											
-3,50	6,90	6,76	6,63	6,57	6,52	6,49	6,47	6,45	6,44	6,42	6,41
-3,50											
-4,00	7,55	7,45	7,35	7,30	7,26	7,23	7,20	7,19	7,17	7,16	7,16
-4,00											
-4,50	8,19	8,10	8,01	7,94	7,90	7,87	7,85	7,82	7,82	7,80	7,79
-4,50											
-5,00	8,79	8,74	8,66	8,60	8,56	8,53	8,51	8,49	8,48	8,47	8,46
-5,00											
-5,50	9,35	9,31	9,23	9,17	9,14	9,10	9,08	9,06	9,05	9,04	9,03
-5,50											
-6,00	9,83	9,82	9,75	9,69	9,65	9,63	9,60	9,59	9,58	9,57	9,56
-6,00											
-6,50	10,24	10,25	10,18	10,13	10,09	10,07	10,05	10,03	10,02	10,01	10,00
-6,50											
-7,00	10,59	10,62	10,55	10,50	10,48	10,45	10,43	10,42	10,40	10,39	10,38
-7,00											
-7,50	10,92	10,96	10,91	10,87	10,83	10,81	10,80	10,78	10,77	10,76	10,75
-7,50											
-8,00	11,31	11,39	11,34	11,30	11,27	11,25	11,24	11,23	11,21	11,21	11,20
-8,00											

Também neste caso a espessura dos elementos planos vai aumentando ao longo da profundidade, atingindo o máximo na última camada do solo de fundação.

Comparando com o processo de calibração para o caso em que $H_{\text{solo}} = 4$ m, de referir o facto dos valores a atribuir à espessura do balastro e subbalastro serem bastante idênticos para os dois casos, sendo que a semelhança aumenta com o crescimento do módulo de deformabilidade do solo de fundação.

4.7.3.3. $H_{\text{solo}} = 12$ metros

A Figura 4.15 e a Figura 4.16 representam a evolução dos assentamentos das diversas camadas da via ao longo da profundidade para o caso de uma altura de solo de fundação igual a 12 metros

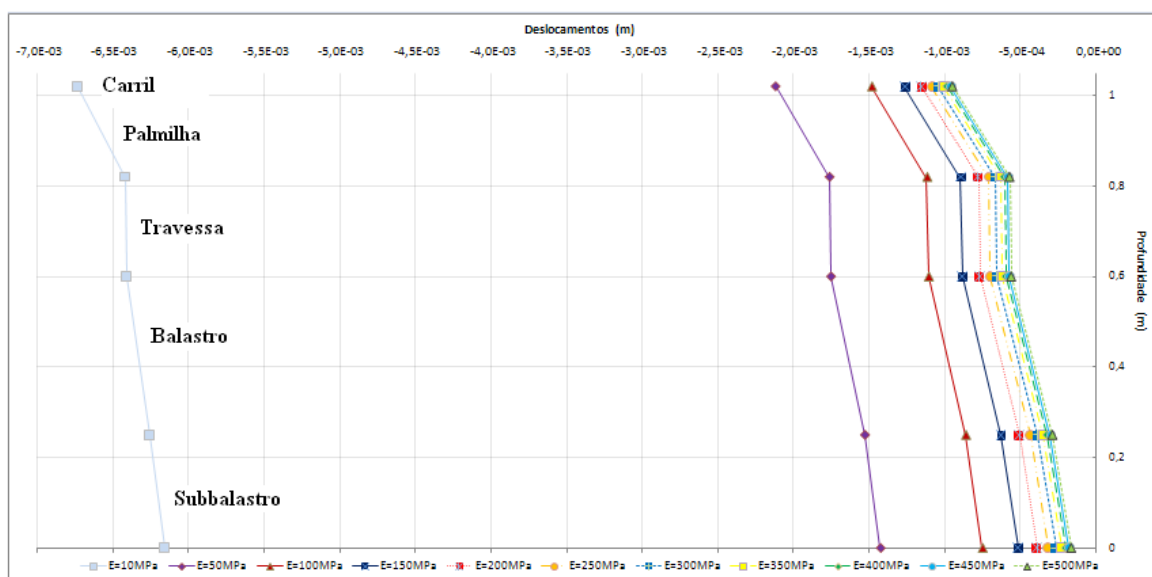


Figura 4.15 - Deslocamentos verticais da via em função da posição vertical para $H_{\text{solo}} = 12$ m

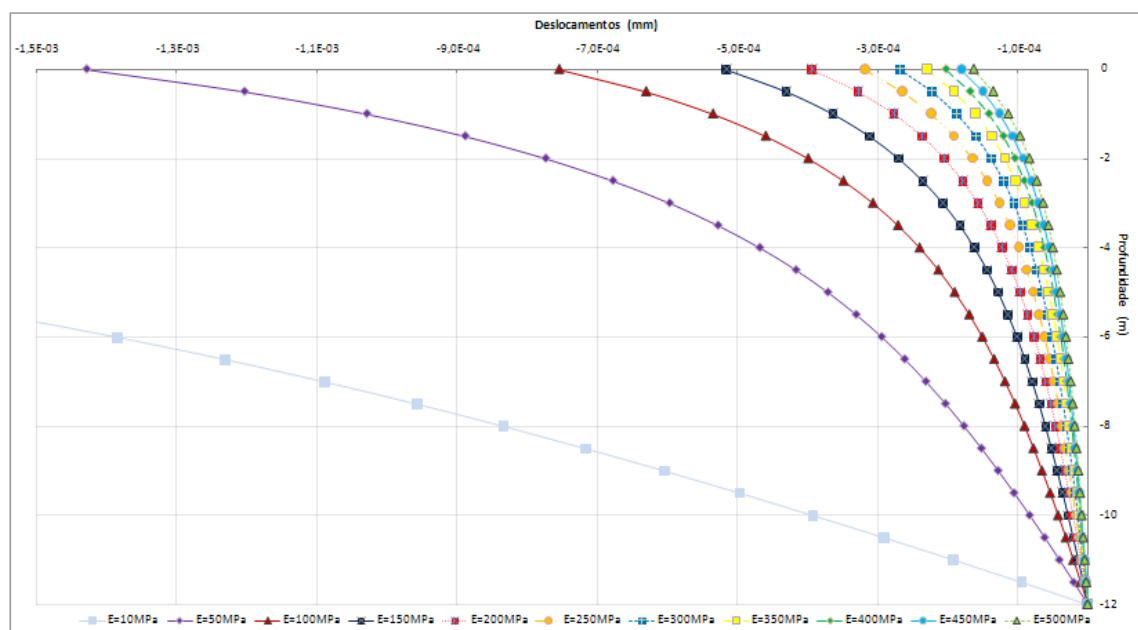


Figura 4.16 - Deslocamentos verticais do solo de fundação em função da posição vertical para $H_{\text{solo}} = 12$ m

O comportamento da via férrea para uma altura do solo de fundação igual a 12 metros é bastante idêntica aos outros casos estudados, com a particularidade de ser o caso que apresenta uma maior amplitude entre as curvas de deslocamentos para diferentes E_{solo} .

A evolução das espessuras a atribuir às diferentes camadas da via está representada na Tabela 4.8.

Tabela 4.8 - Influência do módulo de deformabilidade do solo de fundação no processo de calibração para Hsolo = 12 m

Calibração	E (MPa)	10	50	100	150	200	250	300	350	400	450	500
elemento	z (m)	B (m)	B (m)	B (m)	B (m)	B (m)	B (m)	B (m)	B (m)	B (m)	B (m)	B (m)
balastro	0,60 0,25	3,32	2,77	2,64	2,60	2,57	2,55	2,54	2,52	2,52	2,52	2,51
subbalastro	0,25 0,0	3,16	3,61	3,54	3,47	3,42	3,39	3,37	3,35	3,32	3,32	3,30
solo de fundação	0,0 -0,5	4,20	3,47	3,26	3,16	3,11	3,07	3,05	3,04	3,02	3,00	3,00
	-0,5 -1,0	4,47	4,11	4,00	3,94	3,91	3,88	3,87	3,86	3,85	3,84	3,84
	-1,0 -1,5	4,68	4,31	4,15	4,07	4,01	3,97	3,95	3,93	3,91	3,90	3,90
	-1,5 -2,0	5,15	4,93	4,82	4,76	4,72	4,69	4,67	4,66	4,66	4,64	4,63
	-2,0 -2,5	5,65	5,41	5,28	5,20	5,16	5,13	5,10	5,08	5,06	5,05	5,04
	-2,5 -3,0	6,27	6,11	6,00	5,94	5,89	5,87	5,85	5,82	5,81	5,80	5,80
	-3,0 -3,5	6,92	6,75	6,63	6,55	6,52	6,48	6,46	6,43	6,41	6,41	6,39
	-3,5 -4,0	7,63	7,49	7,38	7,32	7,27	7,24	7,22	7,20	7,19	7,18	7,17
	-4,0 -4,5	8,35	8,20	8,09	8,01	7,97	7,93	7,91	7,89	7,87	7,86	7,85
	-4,5 -5,0	9,07	8,94	8,83	8,76	8,71	8,67	8,65	8,63	8,62	8,61	8,59
	-5,0 -5,5	9,77	9,63	9,51	9,44	9,39	9,36	9,33	9,31	9,30	9,28	9,27

-5,5												
-6,0	10,43	10,28	10,17	10,10	10,05	10,01	9,99	9,97	9,96	9,95	9,94	
-6,0												
-6,5	11,02	10,88	10,76	10,69	10,64	10,60	10,57	10,55	10,53	10,52	10,51	
-6,5												
-7,0	11,55	11,40	11,27	11,20	11,15	11,11	11,09	11,07	11,05	11,04	11,03	
-7,0												
-7,5	11,96	11,82	11,69	11,62	11,57	11,53	11,50	11,49	11,47	11,45	11,44	
-7,5												
-8,0	12,28	12,13	12,01	11,94	11,89	11,85	11,83	11,82	11,79	11,78	11,76	
-8,0												
-8,5	12,51	12,36	12,23	12,16	12,11	12,08	12,05	12,03	12,01	12,00	12,00	
-8,5												
-9,0	12,63	12,48	12,36	12,28	12,24	12,20	12,18	12,15	12,14	12,13	12,11	
-9,0												
-9,5	12,67	12,51	12,38	12,32	12,27	12,23	12,20	12,18	12,17	12,16	12,15	
-9,5												
-10,0	12,60	12,45	12,33	12,26	12,21	12,19	12,16	12,14	12,13	12,12	12,10	
-10,0												
-10,5	12,49	12,33	12,20	12,13	12,09	12,06	12,03	12,02	12,01	11,99	11,98	
-10,5												
-11,0	12,30	12,13	12,02	11,95	11,91	11,88	11,86	11,83	11,82	11,81	11,81	
-11,0												
-11,5	12,06	11,90	11,78	11,71	11,67	11,64	11,62	11,60	11,59	11,58	11,57	
-11,5												
-12,0	11,78	11,63	11,51	11,45	11,40	11,38	11,35	11,34	11,33	11,31	11,31	
-12,0												

O comportamento do processo de calibração para uma altura do solo de fundação igual a 12 metros é em tudo semelhante aos outros dois casos analisados anteriormente, com a exceção de se verificar uma diminuição das espessuras a atribuir aos elementos planos a partir de uma profundidade igual a 9,5 metros. A justificação para essa diminuição é o facto da degradação da carga aplicada pouco influenciar o comportamento das últimas camadas do solo de fundação, logo, não é necessário atribuir um valor tão significativo à espessura dos elementos planos, a própria resistência dos mesmos garante o devido comportamento dos elementos.

4.7.4. CONCLUSÕES

Da análise do processo de calibração do modelo plano 2D, utilizado na modelação dinâmica de uma zona de transição, conclui-se que esse processo não se altera significativamente devido a sucessivos aumentos da altura da camada do solo de fundação.

A conclusão mais evidente deste estudo é a convergência que se verifica com o aumento do módulo de deformabilidade do solo de fundação. Com o sucessivo aumento deste, as espessuras a atribuir às diferentes camadas constituintes da via férrea convergem para um só valor, podendo então concluir que a partir de um determinado módulo de deformabilidade do solo, as espessuras das camadas não se vão alterar. Trata-se de uma conclusão preciosa para a calibração dos modelos que servirão para as análises dinâmicas a efectuar.

ANÁLISE DINÂMICA PARAMÉTRICA

5.1. INTRODUÇÃO

Uma variação brusca de rigidez vertical da via pode acontecer numa transição de via assente em aterro para uma via sobre uma ponte, numa simples transição de plataforma em aterro para plataforma em escavação ou por exemplo em zonas de atravessamentos inferiores à linha.

Este fenómeno de variação brusca de rigidez vertical da via vai provocar um acréscimo da variação da força de interacção entre as rodas do comboio e os carris, resultando num maior desgaste da via podendo mesmo pôr em causa a segurança de circulação.

O objectivo deste trabalho é analisar os efeitos dinâmicos resultantes da variação de rigidez da via e analisar ainda possíveis medidas de mitigação.

No presente trabalho, a variação brusca de rigidez da via foi tida em conta considerando diferentes módulos de deformabilidade dos solos de fundação. Várias possibilidades de variação da rigidez da via foram analisadas. Para tal, considerou-se diversos valores para a razão entre os módulos de deformabilidade dos solos de fundação. Considerou-se então razões entre os módulos de deformabilidade iguais a 5, 10, 20, 50, 100, 200, 500 e 1000. Para todos os casos utilizou-se uma locomotiva do comboio ICE2 a uma velocidade de 350 km/h e analisou-se as variações das forças de interacção entre a roda e o carril, correspondentes aos dois primeiros eixos da locomotiva.

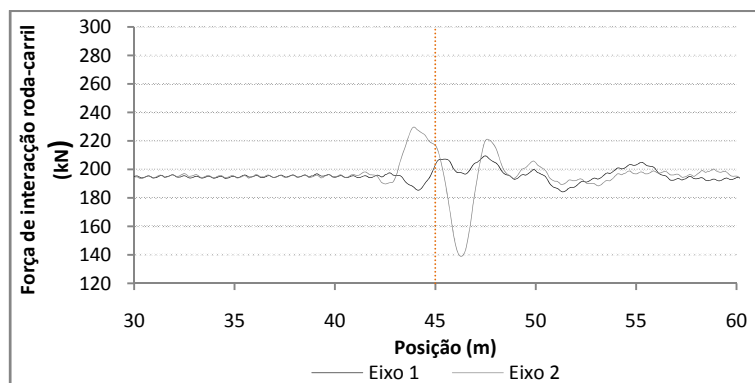
A análise paramétrica realizada incidiu em diversos parâmetros da via, estudando a sua influência no comportamento dinâmico do sistema. Para o solo de fundação consideraram-se diferentes valores do módulo de deformabilidade para a zona mais flexível, nomeadamente 40 MPa, 80 MPa e 120 MPa. Ainda referente ao solo de fundação, para os diferentes valores do módulo de deformabilidade, realizou-se o estudo dinâmico com diferentes alturas da camada dos solos de fundação, mais concretamente uma altura de 4 m, 8 m e 12 m. Outro factor estudado foi a influência da rigidez das palmilhas, considerando-se dois casos possíveis: um em que o valor da rigidez de todas as palmilhas é o mesmo, e outro caso em que se considerou um valor de rigidez para as palmilhas situadas antes da transição e um valor diferente foi considerado para as palmilhas situadas após a transição. Os valores adoptados serão descritos mais à frente. Finalmente, o último parâmetro alvo de estudo foi o balastro, variando-se o seu módulo de deformabilidade. Os valores adoptados foram 25 MPa, 50 MPa, 100 MPa, 150 MPa, 200 MPa e 250 MPa.

Para concluir realizou-se um estudo dos efeitos do recurso a uma cunha de transição e também de uma camada betuminosa, tendo sido analisado várias alturas para a camada betuminosa.

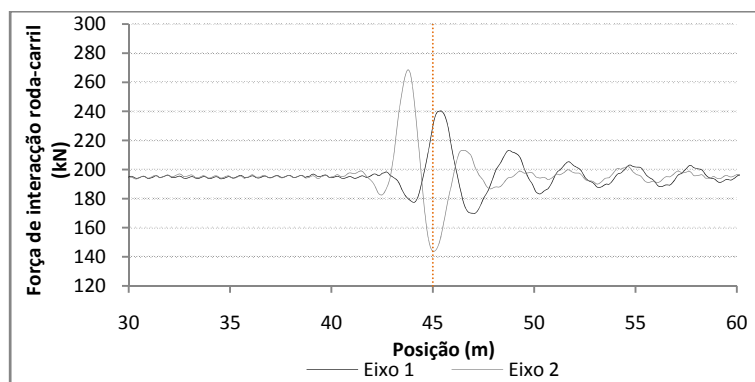
5.2. INFLUÊNCIA DA VARIAÇÃO DE RIGIDEZ DA VIA

Para analisar a variação da força de interação para os diversos cenários da variação de rigidez da via, considerou-se o caso em que o módulo de deformabilidade do solo de fundação 1 (E_1) é igual a 40 MPa, fazendo-se variar então o módulo de deformabilidade do solo de fundação 2 (E_2) para simular a variação brusca de rigidez da via. A altura da camada do solo de fundação (H_{solo}) é igual a 4 m.

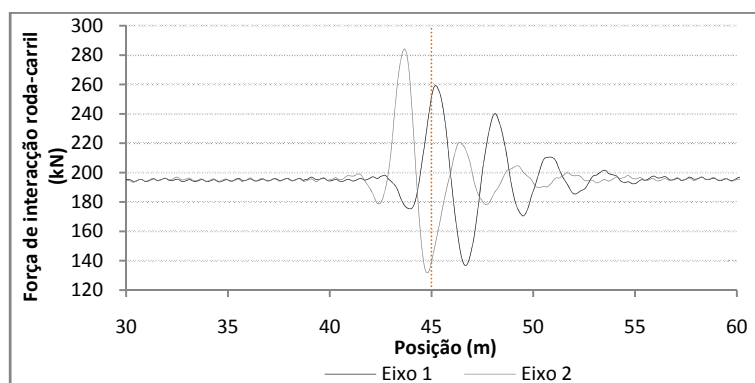
A Figura 5.1 representa o progresso espacial da força de interação entre a roda e o carril dos dois primeiros eixos, para os casos correspondentes a $E_2/E_1 = 5$, $E_2/E_1 = 20$, $E_2/E_1 = 100$ e $E_2/E_1 = 500$. De referir que a linha vertical presente nas figuras representa a posição igual a 45 m, local da transição.



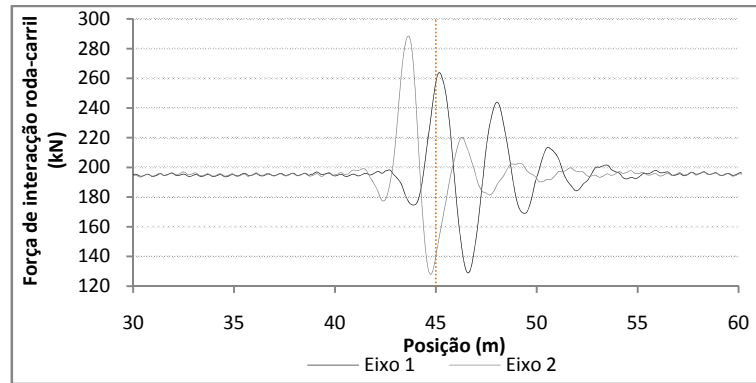
a)



b)



c)



d)

Figura 5.1 – Evolução da força de interação roda-carril para diferentes variações de rigidez com $E_1 = 40$ MPa e $H_{\text{solo}} = 4$ m: a) $E_2/E_1 = 5$; b) $E_2/E_1 = 20$; c) $E_2/E_1 = 100$; d) $E_2/E_1 = 500$

Da observação da figura facilmente se conclui que a variação da força de interação sofre um aumento bastante significativo com o respectivo acréscimo da razão dos módulos de deformabilidade dos solos de fundação. Também se verifica que a variação da força de interação é maior no segundo eixo da locomotiva do que no primeiro. De referir que os valores dessa variação, apesar de irem aumentando com o acréscimo da variação de rigidez da via, vão-se aproximando. Como se pode ver na figura as situações c) e d) apresentam valores bastante semelhantes.

Na Tabela 5.1 estão apresentados os valores máximos ($F_{\text{int,M}}$) e mínimos ($F_{\text{int,m}}$) da força de interação entre a roda e o carril, para os dois eixos da locomotiva e também para todos os cenários de variação da rigidez.

Tabela 5.1 – Valores máximos e mínimos da força de interação $E_1 = 40$ MPa $H_{\text{solo}} = 4$ m

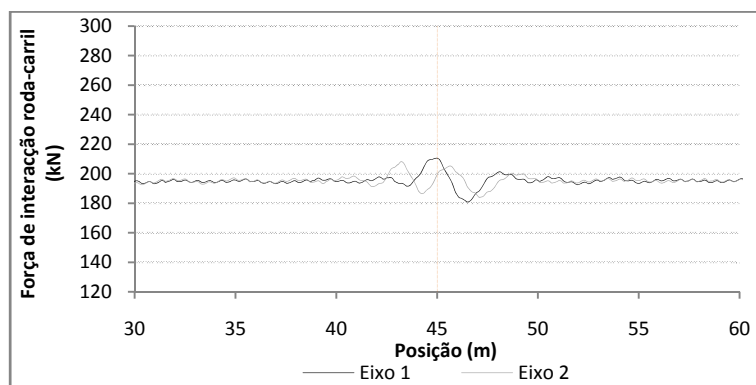
E_2/E_1	Força de interação roda-carril (kN)			
	Eixo 1		Eixo 2	
	$F_{\text{int,M}}$	$F_{\text{int,m}}$	$F_{\text{int,M}}$	$F_{\text{int,m}}$
5	209,4	184,2	229,6	139,0
10	225,3	180,3	256,1	139,8
20	240,3	169,9	268,6	143,8
50	253,6	147,8	278,3	137,6
100	259,2	136,7	284,2	132,2
200	261,9	131,9	286,9	129,2
500	263,5	129,0	288,2	128,0
1000	264,1	128,1	288,6	127,7

Na Tabela 5.1 verifica-se a constatação que os valores da força máxima vão aumentando progressivamente mas com uma gama de valores cada vez menor, enquanto os valores da força de interação mínima vão diminuindo, fazendo com que a variação da força de interação seja cada vez maior conforme se aumenta a variação de rigidez da via. Da análise resulta ainda a confirmação que os

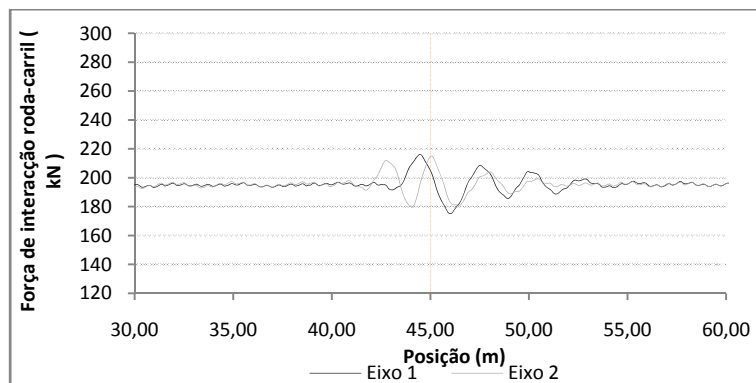
valores máximos são atingidos para o eixo 2, sendo que comparativamente com a força de interação estática, 195 kN para a locomotiva do comboio ICE2, o valor máximo registado no eixo 2 para $E_2/E_1 = 1000$ apresenta um acréscimo de 48% do valor estático.

5.3. INFLUÊNCIA DO MÓDULO DE DEFORMABILIDADE SOLO DE FUNDAÇÃO 1

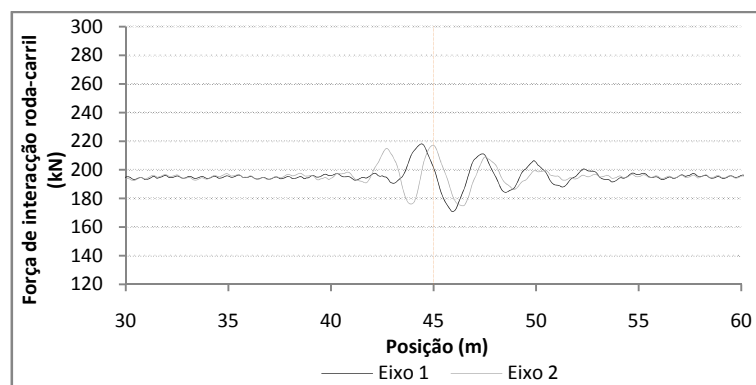
Foram considerados três módulos de deformabilidade do solo de fundação 1 para proceder à análise comparativa da evolução da força de interação consoante o valor de E_1 adoptado. Em todos os casos a altura da camada do solo de fundação é igual a 4m. Tal como no estudo descrito em 5.2, foram examinados todos os cenários da variação de rigidez da via. A Figura 5.2 e a Figura 5.3 apresentam os valores da força de interação roda-carril para as situações de variação de rigidez correspondentes a $E_2/E_1 = 5$, $E_2/E_1 = 20$, $E_2/E_1 = 100$ e $E_2/E_1 = 500$, para os módulos de deformabilidade $E_1 = 80$ MPa e $E_1 = 120$ MPa respectivamente.



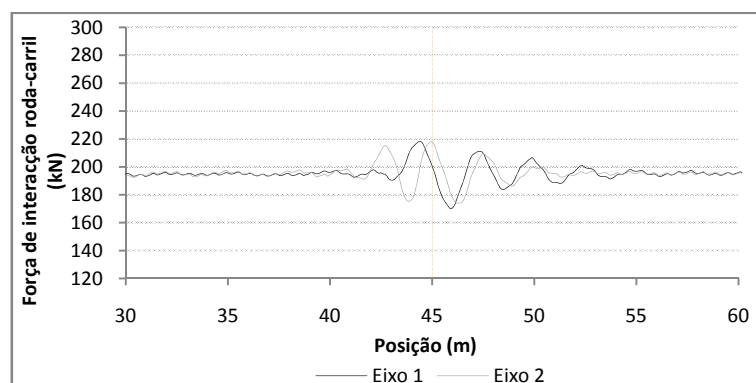
a)



b)

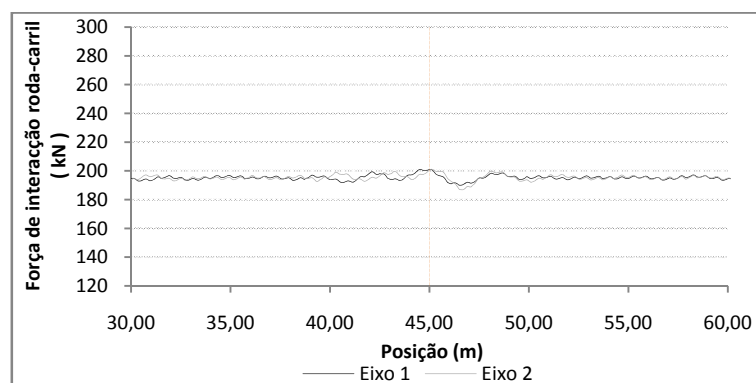


c)

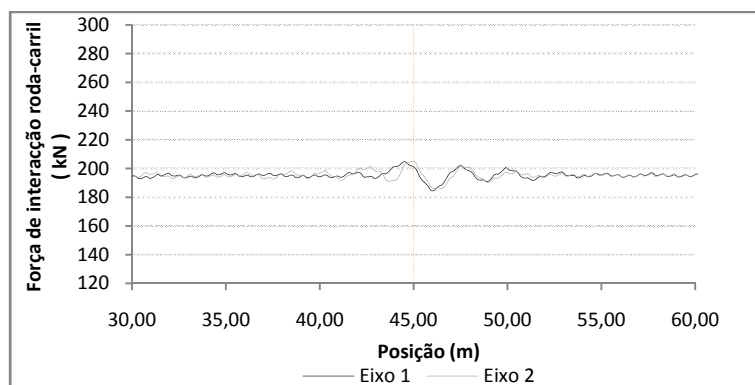


d)

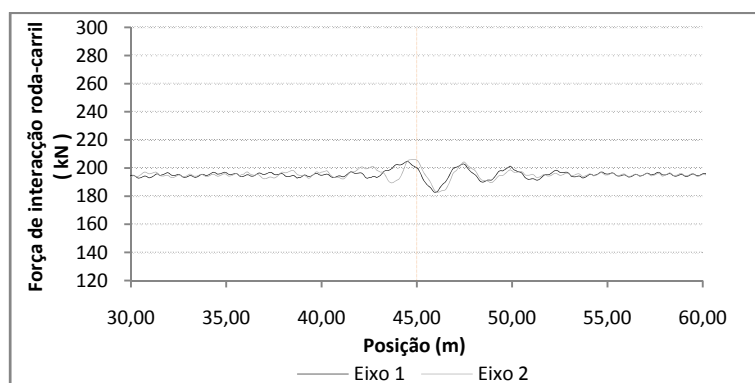
Figura 5.2 – Evolução da força de interação roda-carril para diferentes variações de rigidez com $E_1 = 80 \text{ MPa}$ e $H_{\text{solo}} = 4\text{m}$: a) $E_2/E_1 = 5$; b) $E_2/E_1 = 20$; c) $E_2/E_1 = 100$; d) $E_2/E_1 = 500$



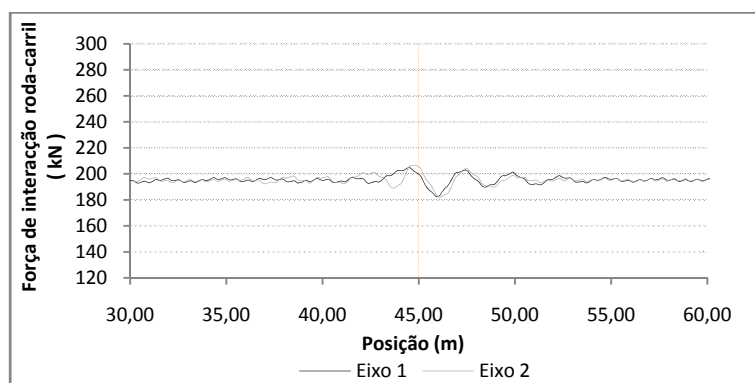
a)



b)



c)



d)

Figura 5.3 – Evolução da força de interação roda-carril para diferentes variações de rigidez com $E_1 = 120$ MPa e $H_{\text{solo}} = 4$ m: a) $E_2/E_1 = 5$; b) $E_2/E_1 = 20$; c) $E_2/E_1 = 100$; d) $E_2/E_1 = 500$

Analisando em conjunto a Figura 5.1, a Figura 5.2 e a Figura 5.3 verifica-se que a presença de um solo de fundação mais rígido beneficia em muito o comportamento dinâmico do sistema. A variação das forças de interação diminui consideravelmente com o respectivo acréscimo de rigidez do solo de fundação 1, sendo que para $E_1 = 120$ MPa, e para uma variação de rigidez correspondente a $E_2/E_1 = 5$, quase que não se verifica um aumento da força de interação.

Tabela 5.2 – Valores máximos da força de interacção referentes aos dois eixos

E_2/E_1	Força de interacção máxima (kN)					
	E_1 (MPa)					
	40		80		120	
	Eixo 1	Eixo 2	Eixo 1	Eixo 2	Eixo 1	Eixo 2
5	209,4	229,6	210,5	208,1	201,1	201,1
10	225,3	256,1	215,8	211,7	203,5	204,6
20	240,3	268,6	216,0	215,0	204,8	205,1
50	253,6	278,3	217,9	216,3	204,6	205,7
100	259,2	284,2	218,2	217,2	204,6	206,1
200	261,9	286,9	218,2	217,7	204,7	206,4
500	263,5	288,2	218,2	217,9	204,7	206,6
1000	264,1	288,6	218,2	218,0	204,7	206,6

Tabela 5.3 – Valores mínimos da força de interacção referentes aos dois eixos

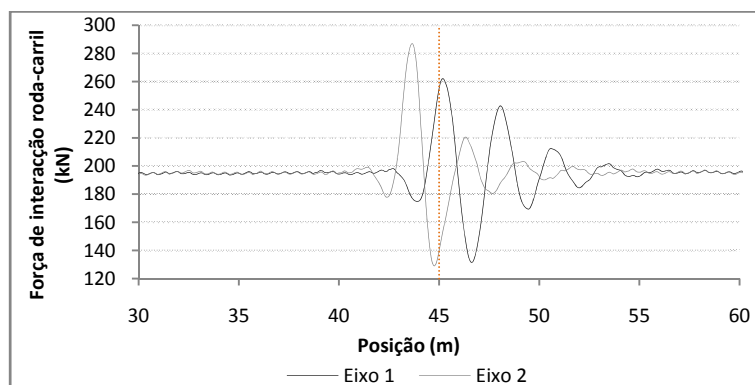
E_2/E_1	Força de interacção mínima (kN)					
	E_1 (MPa)					
	40		80		120	
	Eixo 1	Eixo 2	Eixo 1	Eixo 2	Eixo 1	Eixo 2
5	184,2	139,0	180,9	184,1	190,0	186,9
10	180,3	139,8	177,9	177,4	186,4	185,7
20	169,9	143,8	175,2	179,5	184,5	185,9
50	147,8	137,6	172,1	176,3	183,3	183,7
100	136,7	132,1	171,0	175,0	182,9	182,9
200	131,9	129,2	170,4	174,5	182,7	182,4
500	129,0	128,0	170,1	174,1	182,6	182,1
1000	128,1	127,7	170,0	174,0	182,5	182,1

Comparando o valor máximo da força de interacção do eixo 2 para um $E_1 = 120$ MPa e variação de rigidez correspondente a $E_2/E_1 = 1000$, com o valor da força de interacção estática, verifica-se um acréscimo de 5,9%, valor bastante baixo quando comparado com os 48% anteriormente registados para o caso de $E_1 = 40$ MPa e $E_2/E_1 = 1000$. No que se refere ao valor intermédio de $E_1 = 80$ MPa, o valor máximo da força de interacção sofre um acréscimo de 11,8% relativamente ao valor estático.

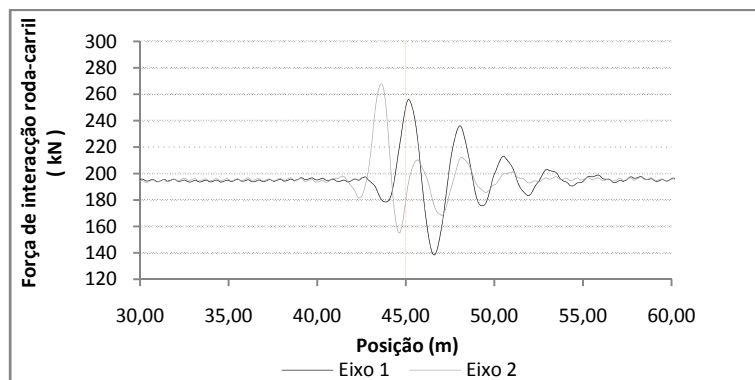
5.4. INFLUÊNCIA DA ALTURA DA CAMADA DO SOLO DE FUNDAÇÃO

Para analisar a influência da altura da camada do solo de fundação (H_{solo}) considerou-se $E_2/E_1 = 200$, tendo-se estudado o comportamento do sistema para os três valores do módulo de deformabilidade do solo de fundação, $E_{\text{solo}1} = 40$ MPa, $E_{\text{solo}1} = 80$ MPa e $E_{\text{solo}1} = 120$ MPa. As alturas consideradas foram $H_{\text{solo}} = 4$ m, $H_{\text{solo}} = 8$ m e $H_{\text{solo}} = 12$ m.

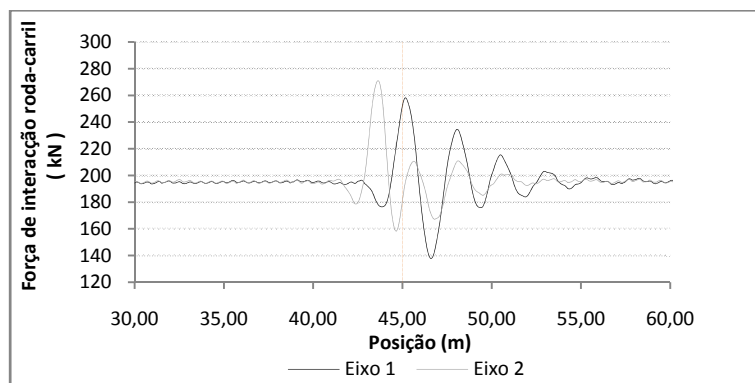
A Figura 5.4, a Figura 5.5 e a Figura 5.6 apresentam a variação da força de interação roda-carril para as três situações em análise.



a)

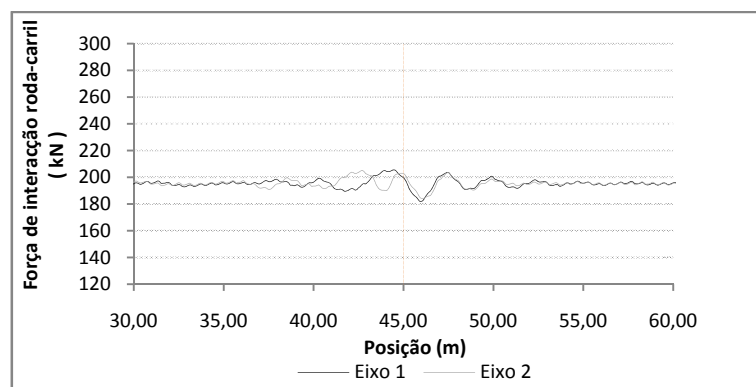


b)

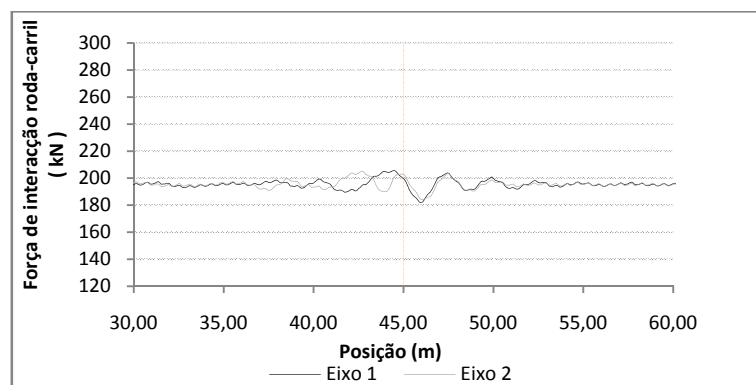


c)

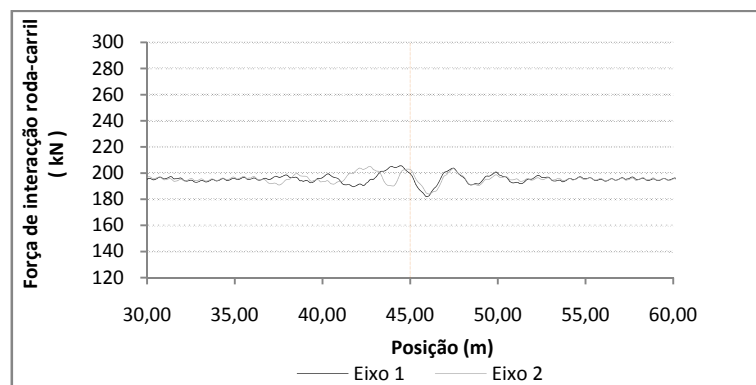
Figura 5.4 – Evolução da força de interação roda-carril para diferentes alturas do solo de fundação com $E_1 = 40$ MPa: a) $H_{\text{solo}} = 4$ m; b) $H_{\text{solo}} = 8$ m; c) $H_{\text{solo}} = 12$ m



a)

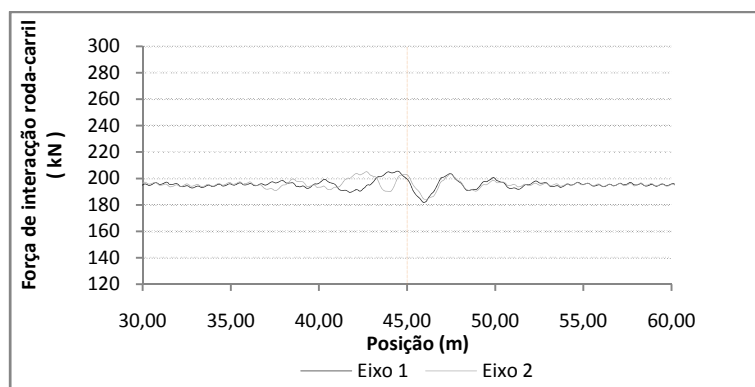


b)

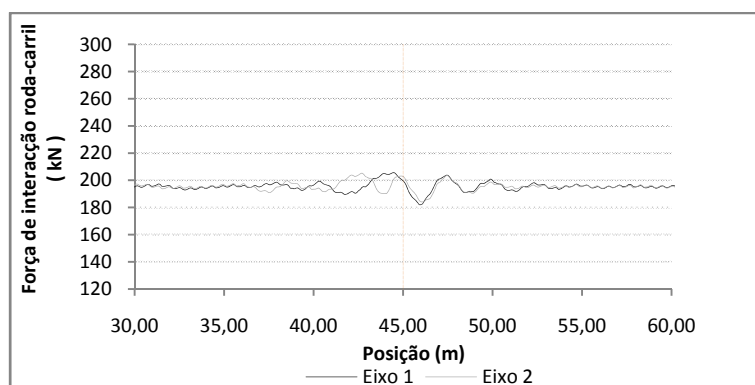


c)

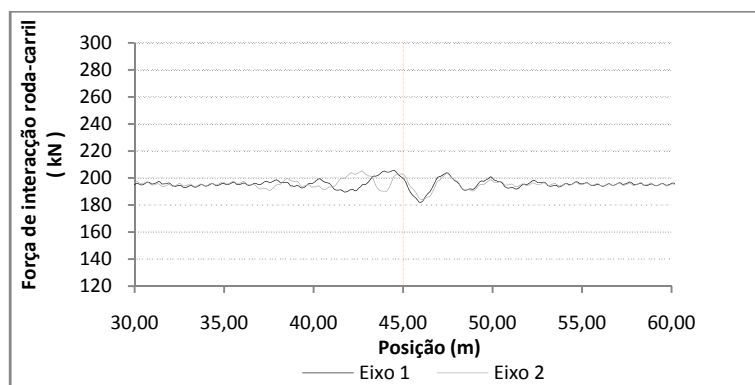
Figura 5.5 – Evolução da força de interação roda-carril para diferentes alturas do solo de fundação com $E_1 = 80$ MPa: a) $H_{\text{solo}} = 4\text{m}$; b) $H_{\text{solo}} = 8\text{m}$; c) $H_{\text{solo}} = 12\text{ m}$



a)



b)



c)

Figura 5.6 – Evolução da força de interação roda-carril para diferentes alturas do solo de fundação com $E_1 = 120$ MPa: a) $H_{\text{solo}} = 4$ m; b) $H_{\text{solo}} = 8$ m; c) $H_{\text{solo}} = 12$ m

A análise das figuras permite concluir que um aumento da altura do solo de fundação poucos benefícios traz ao comportamento do sistema. Tendo comparando o caso em que $E_1 = 40$ MPa, caso em que se verificam as maiores variações da força de interação, verifica-se que o facto de aumentar a altura da camada do solo de fundação para 12 m apenas diminui a força de interação em 4 kN, uma redução de aproximadamente 2%.

Tabela 5.4 – Valores máximos da força de interação referentes aos dois eixos variando H_{solo}

H_{solo} (m)	Força de interação máxima (kN)					
	E_1 (MPa)					
	40		80		120	
	Eixo 1	Eixo 2	Eixo 1	Eixo 2	Eixo 1	Eixo 2
4	261,9	286,9	218,2	217,7	204,7	206,4
8	255,8	267,7	212,0	215,4	207,8	207,7
12	257,9	270,6	216,7	214,9	205,6	205,2

Tabela 5.5 – Valores mínimos da força de interação referentes aos dois eixos variando H_{solo}

H_{solo} (m)	Força de interação mínima (kN)					
	E_1 (MPa)					
	40		80		120	
	Eixo 1	Eixo 2	Eixo 1	Eixo 2	Eixo 1	Eixo 2
4	131,9	129,2	170,4	174,5	182,7	182,4
8	138,5	155,0	173,5	176,1	181,0	183,4
12	137,9	158,3	168,6	170,4	182,1	184,1

5.5. INFLUÊNCIA DA RIGIDEZ DAS PALMILHAS

A análise da influência da rigidez das palmilhas abrange duas possibilidades, uma em que se considera a mesma rigidez para todas as palmilhas da via, e outra possibilidade na qual se considera a utilização de palmilhas mais rígidas sobre o solo 1, o mais flexível, e a utilização de palmilhas mais flexíveis sobre o solo 2, o solo mais rígido.

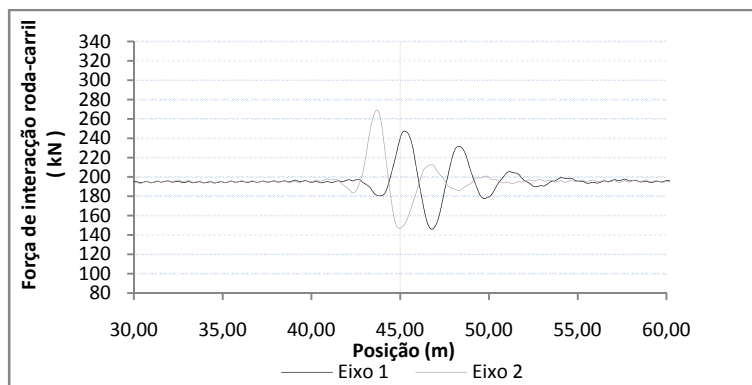
No desenvolvimento desta análise considerou-se o modelo no qual $E_1 = 40$ MPa, $E_2/E_1 = 200$ e $H_{\text{solo}} = 4$ m, alterando-se sucessivamente a rigidez das palmilhas para os diversos valores analisados.

5.5.1. UTILIZAÇÃO DE PALMILHAS COM A MESMA RIGIDEZ AO LONGO DA VIA

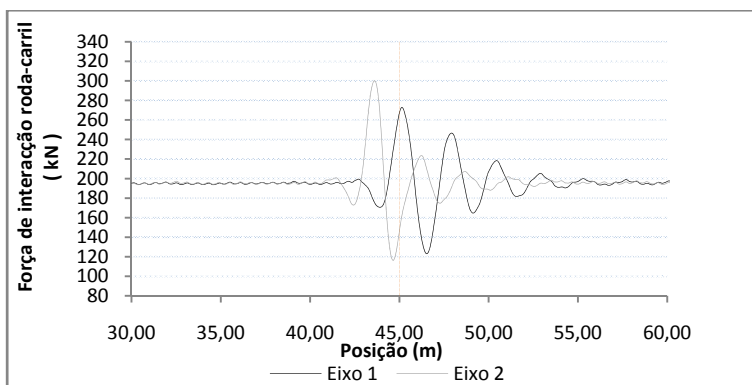
Para a realização deste estudo consideraram-se diferentes valores para a rigidez das palmilhas, sendo que os valores considerados resultaram de uma pesquisa acerca das palmilhas utilizadas nas diversas linhas de alta velocidade dos caminhos-de-ferro europeus.

Os valores adoptados para a rigidez das palmilhas (k_p) foram os seguintes: $k_p = 25 \times 10^6$ N/m, $k_p = 50 \times 10^6$ N/m, $k_p = 100 \times 10^6$ N/m, $k_p = 200 \times 10^6$ N/m, $k_p = 300 \times 10^6$ N/m, $k_p = 400 \times 10^6$ N/m e finalmente $k_p = 500 \times 10^6$ N/m. De referir que a rigidez das palmilhas igual a 75×10^6 N/m foi analisada no ponto 5.2.

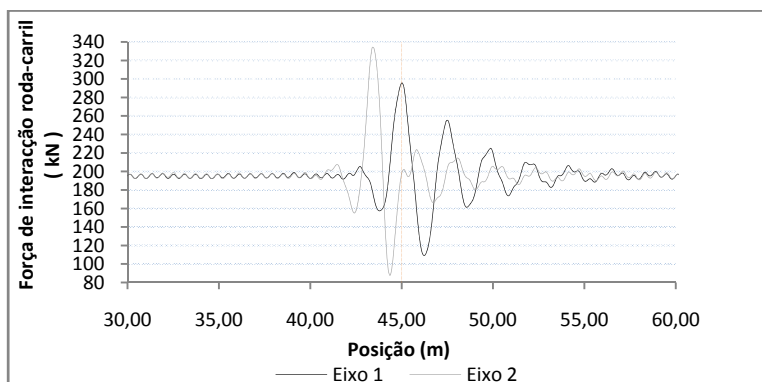
Na Figura 5.7 estão representados alguns dos casos analisados.



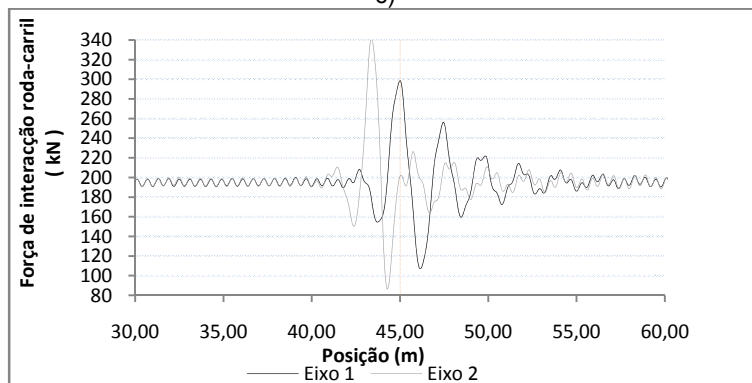
a)



b)



c)



d)

Figura 5.7 – Evolução da força de interação roda-carril para diferentes valores de rigidez das palmilhas: a) $k_p = 50$ N/m; b) $k_p = 100$ N/m; c) $k_p = 300$ N/m; d) $k_p = 500$ N/m

Tabela 5.6 – Valores máximos e mínimos da força de interacção referentes aos dois eixos variando k_p

k_p ($\times 10^6$ N/M)	Força de interacção máxima (kN)		Força de interacção mínima (kN)	
	Eixo 1	Eixo 2	Eixo 1	Eixo 2
25	228,3	244,9	166,8	164,3
50	247,4	269,0	146,0	146,8
75	261,9	286,9	131,9	129,2
100	272,7	299,9	123,4	116,2
200	290,7	325,4	112,1	93,7
300	295,8	334,1	109,4	87,6
400	297,5	340,0	107,8	87,8
500	298,5	342,8	107,7	86,5

O estudo realizado demonstra o benefício que a utilização de palmilhas flexíveis confere ao comportamento dinâmico do sistema estrutural. Comparando com o caso base, $k_p = 75 \times 10^6$ N/m, a utilização de palmilhas com rigidez 25×10^6 e 50×10^6 N/m provoca uma diminuição substancial da força de interacção máxima e um aumento da força de interacção mínima. Conclui-se que para $E_1 = 40$ MPa numa transição correspondente a $E_2/E_1 = 200$, a utilização de palmilhas mais flexíveis torna a variação de rigidez da via mais gradual, aspecto que se reflecte na força de interacção roda-carril.

Por outro lado, naturalmente a utilização de palmilhas mais rígidas implica um maior aumento da rigidez vertical da via do lado mais rígido, tornando a transição ainda mais brusca, aumentando consequentemente as forças de interacção. Para o uso de palmilhas de rigidez igual a 500×10^6 N/m, a força de interacção máxima, correspondente ao eixo 2, apresenta um aumento de 53% relativamente ao valor estático, um aumento realmente significativo.

5.5.2. UTILIZAÇÃO DE PALMILHAS COM DIFERENTE RIGIDEZ AO LONGO DA VIA

No procedimento desta análise, alternativamente à utilização de palmilhas com a mesma rigidez ao longo da via, decidiu-se adoptar palmilhas de rigidez diferente para cada um dos solos de fundação. O objectivo desta solução é tornar a transição mais gradual, diminuindo assim a variação das forças de interacção.

Então, para o caso de estudo em que $E_1 = 40$ MPa e $H_{\text{solo}} = 4$ m, testaram-se transições variando a rigidez das palmilhas colocadas sobre o solo de fundação 1 (k_{p1}) e sobre o solo de fundação 2 (k_{p2}). Os casos de estudo considerados foram: $k_{p1} = 75 \times 10^6$ N/m e $k_{p2} = 50 \times 10^6$ N/m, $k_{p1} = 100 \times 10^6$ N/m e $k_{p2} = 50 \times 10^6$ N/m, $k_{p1} = 300 \times 10^6$ N/m e $k_{p2} = 150 \times 10^6$ N/m, $k_{p1} = 500 \times 10^6$ N/m e $k_{p2} = 250 \times 10^6$ N/m.

A Figura 5.8 apresenta os resultados relativos a todos os casos analisados.

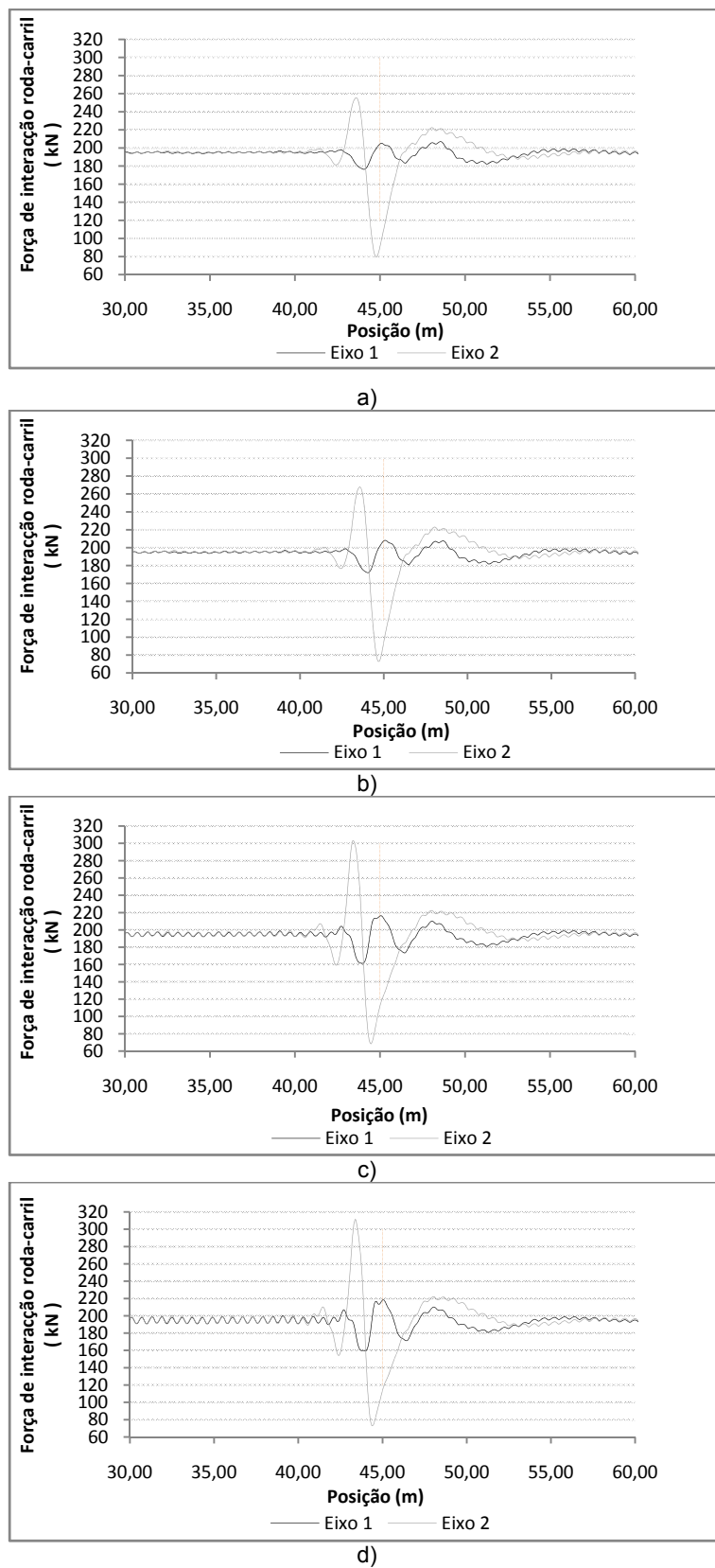


Figura 5.8 – Evolução da força de interação roda-carril para diferentes valores de rigidez das palmilhas: a) $k_{p1} = 75 \times 10^6$ N/m e $k_{p2} = 50 \times 10^6$ N/m; $k_{p1} = 100 \times 10^6$ N/m e $k_{p2} = 50 \times 10^6$ N/m; $k_{p1} = 300 \times 10^6$ N/m e $k_{p2} = 150 \times 10^6$ N/m; $k_{p1} = 500 \times 10^6$ N/m e $k_{p2} = 250 \times 10^6$ N/m

Tabela 5.7 – Valores máximos e mínimos da força de interacção referentes aos dois eixos variando k_{p1} e k_{p2}

k_p ($\times 10^6$ N/m)		Força de interacção máxima (kN)		Força de interacção mínima (kN)	
k_{p1}	k_{p2}	Eixo 1	Eixo 2	Eixo 1	Eixo 2
75	50	206,9	255,5	176,3	79,7
75	75	261,9	286,9	131,9	129,2
100	50	208,2	267,8	172,1	73,3
300	150	216,3	302,8	161,4	68,5
500	250	218,6	311,5	159,8	73,4

A adopção de palmilhas com diferente rigidez, segundo a análise efectuada, resulta numa melhoria de comportamento do primeiro eixo da locomotiva. Os valores máximos da força de interacção para este eixo apresentam uma diminuição considerável, enquanto os valores mínimos apresentam um aumento também ele significativo, conjuntura ideal para uma melhoria significativa do comportamento deste primeiro eixo.

A mesma análise pode ser feita para o segundo eixo da locomotiva relativamente à força de interacção máxima, no entanto, para o mínimo valor da força de interacção com a utilização de diferentes valores para a rigidez das palmilhas ao longo da via verifica-se uma queda acentuada, tornando a variação da força de interacção na zona de transição mais acentuada do que no caso de se utilizar a mesma rigidez para todas as palmilhas.

5.6. INFLUÊNCIA DO MÓDULO DE DEFORMABILIDADE DO BALASTRO

O módulo de deformabilidade do balastro considerado em todos os estudos anteriores apresentava um valor de 70 MPa. Neste ponto vai ser analisado a variação dos efeitos dinâmicos do sistema devido à adopção de diferentes valores do módulo de deformabilidade do balastro (E_{bal}).

Os valores utilizados na elaboração desta análise foram: $E_{bal} = 25$ MPa, $E_{bal} = 50$ MPa, $E_{bal} = 100$ MPa, $E_{bal} = 150$ MPa, $E_{bal} = 200$ MPa e $E_{bal} = 250$ MPa.

Tal como anteriormente, o modelo utilizado consiste em $E_1 = 40$ MPa e $H_{solo} = 4$ m.

Na Figura 5.9 apresentam-se os resultados obtidos para alguns dos valores de E_{bal} .

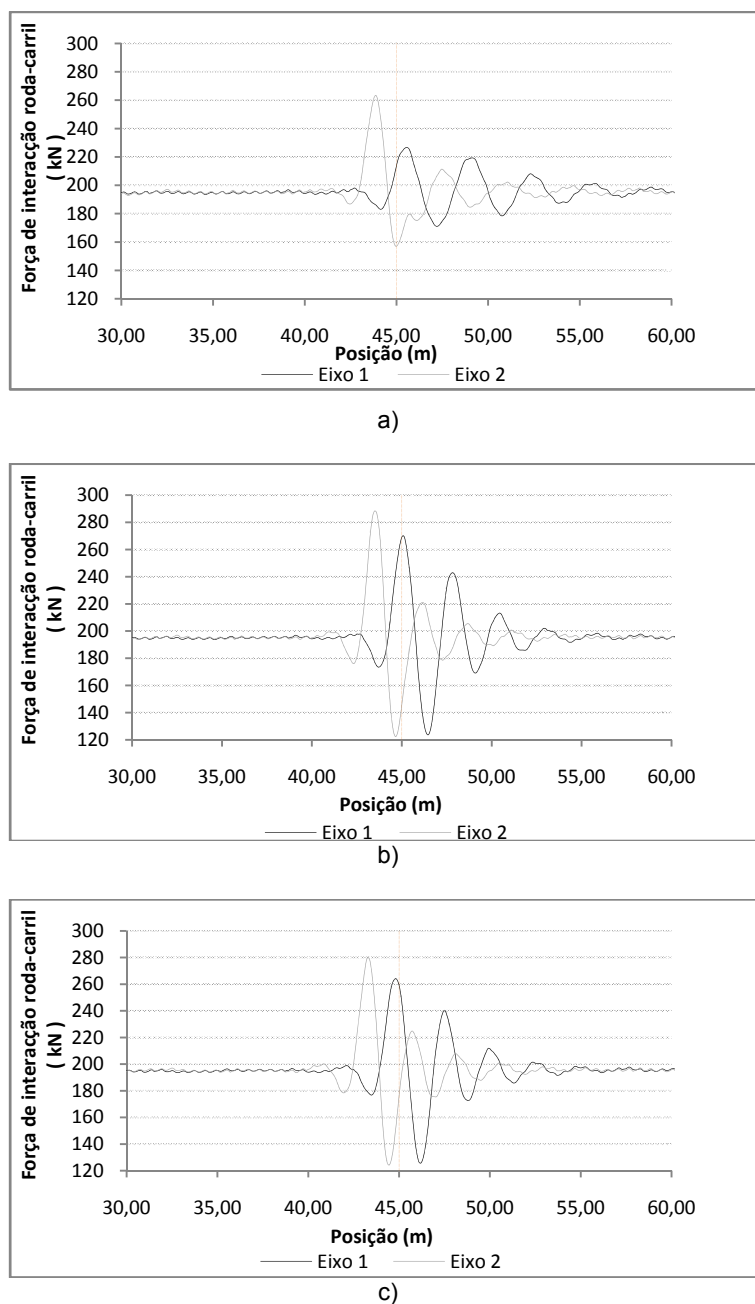


Figura 5.9 – Evolução da força de interação roda-carril para diferentes valores do módulo de deformabilidade do balastro: a) $E_{bal} = 25$ MPa; b) $E_{bal} = 100$ MPa; c) $E_{bal} = 200$ MPa

A diminuição da rigidez do balastro traz grandes vantagens relativamente à variação das forças de interação, tanto para $E_{bal} = 50$ MPa como para $E_{bal} = 25$ MPa nota-se uma melhoria significativa do comportamento do sistema no que se refere às forças de interação. No entanto, há que referir que o balastro tem como principais funções distribuir para a plataforma as cargas rolantes equivalentes ao comboio em circulação e ainda opor-se às deformações longitudinais e transversais da via, logo, um valor tão baixo como 25 MPa não é aconselhado para a formação do balastro. O ideal valor para o módulo de deformabilidade do balastro resultará de uma optimização da conjugação das funções do balastro com o seu papel no comportamento dinâmico da via.

Tabela 5.8 – Valores máximos e mínimos da força de interacção referentes aos dois eixos variando E_{bal}

E_{bal} (MPa)	Força de interacção máxima (kN)		Força de interacção mínima (kN)	
	Eixo 1	Eixo 2	Eixo 1	Eixo 2
25	226,6	263,5	171,2	157,2
50	248,3	281,3	146,1	139,2
70	261,9	286,9	131,9	129,2
100	269,8	288,4	123,8	122,3
150	268,2	285,7	123,4	121,7
200	264,1	280,5	125,7	124,2
250	261,1	274,9	127,4	127,0

5.7. ESTUDO DE SOLUÇÕES A ADOPTAR EM ZONAS DE TRANSIÇÃO

5.7.1. CUNHA DE TRANSIÇÃO

É usual, com o objectivo assegurar uma variação de rigidez da via o mais gradual possível para evitar assentamentos diferenciais consideráveis, recorrer a soluções especiais nas zonas de transição. Uma das soluções possíveis é os chamados “Blocos Técnicos”, tipo de solução que consiste na utilização de uma cunha de solo cimentado colocada imediatamente atrás do encontro, e ainda a utilização de um solo granular bem compactado.

A forma geométrica adoptada para a cunha de transição teve como base o tipo de solução utilizado na linha de alta velocidade que liga Sevilha a Madrid, descrita por López Pita *et al.* [17]. É uma solução bastante utilizada em linhas de alta velocidade alemãs já desde 1985.

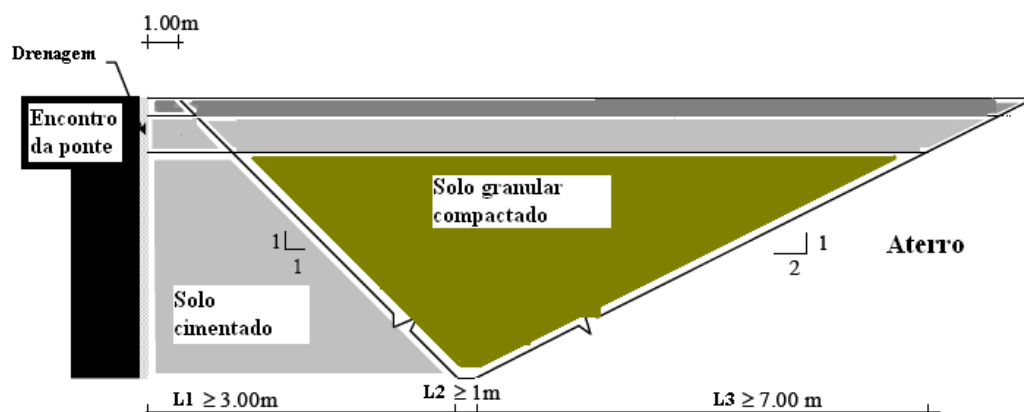


Figura 5.10 – Cunha de transição adoptada na linha de alta velocidade que liga Sevilha a Madrid (López Pita *et al.*, 2006)

Relativamente à modelação da cunha de transição, de referir que com o objectivo de simplificar a elaboração da malha dos elementos finitos, tanto a inclinação do solo cimentado como a inclinação do aterro foram tidas em conta através de patamares, como se pode ver na Figura 5.11.

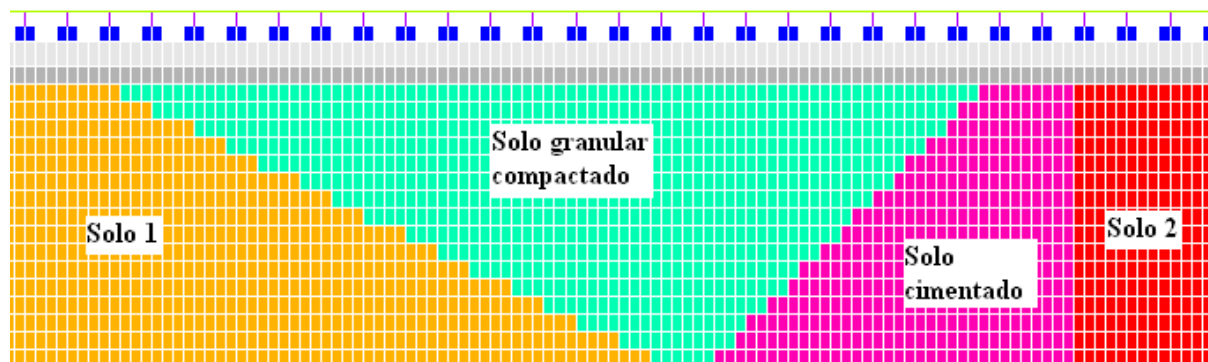


Figura 5.11 – Modelação da cunha de transição

Os limites indicados na Figura 5.10 foram todos devidamente cumpridos, $L1 = 4,0$ m, $L2 = 1,0$ m e $L3 = 8,0$ m.

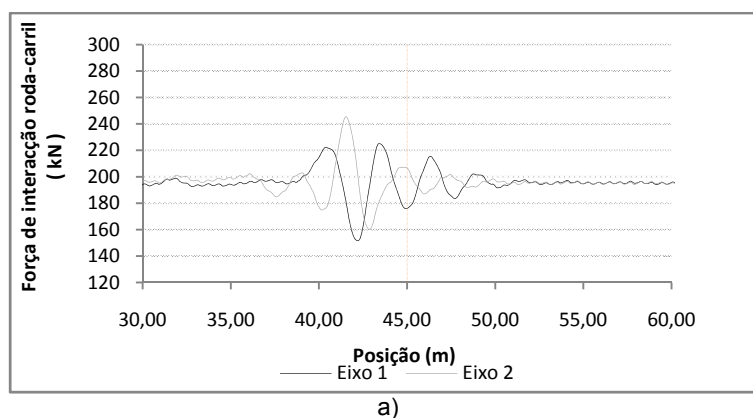
As características referentes ao solo cimentado foram obtidas recorrendo a resultados de testes elaborados nos laboratórios da FEUP e considerando 3% de cimento. Com um total de seis ensaios, dos quais três amostras apresentavam 3% de cimento e outras três amostras 4% de cimento, calculou-se a média dos valores referentes às seis amostras para se obter os dados pretendidos.

As características admitidas para o solo cimentado e para o solo granular compactado estão descritas na Tabela 5.9.

Tabela 5.9 – Características da cunha de transição

Característica	Solo cimentado	Solo granular compactado
E (MPa)	1168,2	120
ν	0,3	0,3
ρ (kg/m ³)	1634,4	2104,7

A análise do efeito da presença de uma cunha de transição realizou-se para o modelo em que $E_1 = 40$ MPa, $E_2/E_1 = 200$ e $H_{\text{solo}} = 4$ m. Apresentam-se de seguida os resultados obtidos da análise da utilização da cunha de transição e também sem cunha de transição para devida comparação dos resultados.



a)

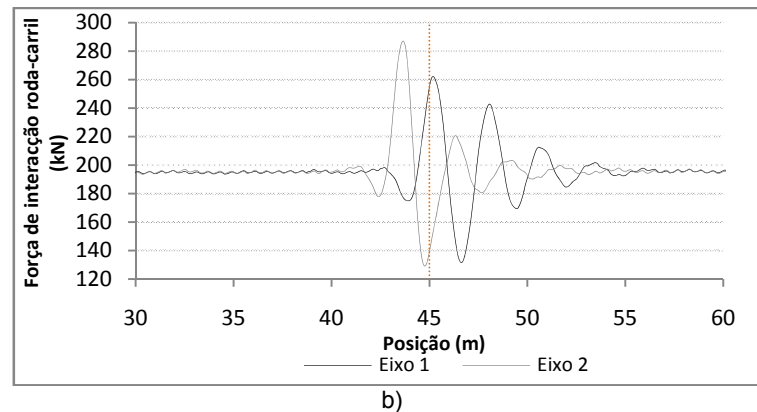


Figura 5.12– Evolução da força de interacção roda-carril: a) via com cunha de transição; b) via sem cunha de transição

Facto interessante que salta à vista da análise da Figura 5.12 é o facto das variações da força de interacção para a solução em que se adopta uma cunha de transição começarem a ocorrer mais cedo do que na solução sem cunha de transição. O valor máximo da força de interacção da solução em que se utiliza uma cunha de transição, para o eixo 1, ocorre quando está na posição de 43,37 m, enquanto a força máxima correspondente ao eixo 2 ocorre para uma posição de 44,54 m. Já na solução sem cunha de transição, estes valores ocorrem na posição de 45,22 m e 46,68 m, respectivamente para o eixo 1 e para o eixo 2.

Tabela 5.10 – Valores máximos e mínimos da força de interacção referentes aos dois eixos com e sem cunha de transição

	Força de interacção		Força de interacção	
	máxima (kN)		mínima (kN)	
Solução adoptada	Eixo 1	Eixo 2	Eixo 1	Eixo 2
Com cunha de transição	225,0	245,5	151,7	160,1
Sem cunha de transição	261,9	286,9	131,9	129,2

Analisando os valores das forças de interacção para os dois eixos, confirma-se a melhoria do comportamento da via quando se utiliza uma cunha de transição. O facto de permitir uma variação mais gradual da rigidez da via, reflecte-se nos valores das forças de interacção. Os valores máximos decrescem e os mínimos aumentam, diminuindo assim a variação das forças de interacção.

5.7.2. CAMADA BETUMINOSA

Relativamente ao estudo da utilização de uma camada betuminosa na zona de transição, foram consideradas três alturas (h_{bet}) diferentes para esta camada, $h_{bet} = 0,12$ m, $h_{bet} = 0,15$ m e $h_{bet} = 0,18$ m.

As características da camada betuminosa foram obtidas tendo como base um estudo elaborado por Teixeira (2006). Assim admite-se um módulo de deformabilidade igual a 9000 MPa, um coeficiente de poisson igual a 0,45 e uma densidade de 2492 kg/m³.

Na modelação da camada betuminosa considerou-se um comprimento longitudinal de 4 m, acabando exactamente aos 45 m, na zona de transição.

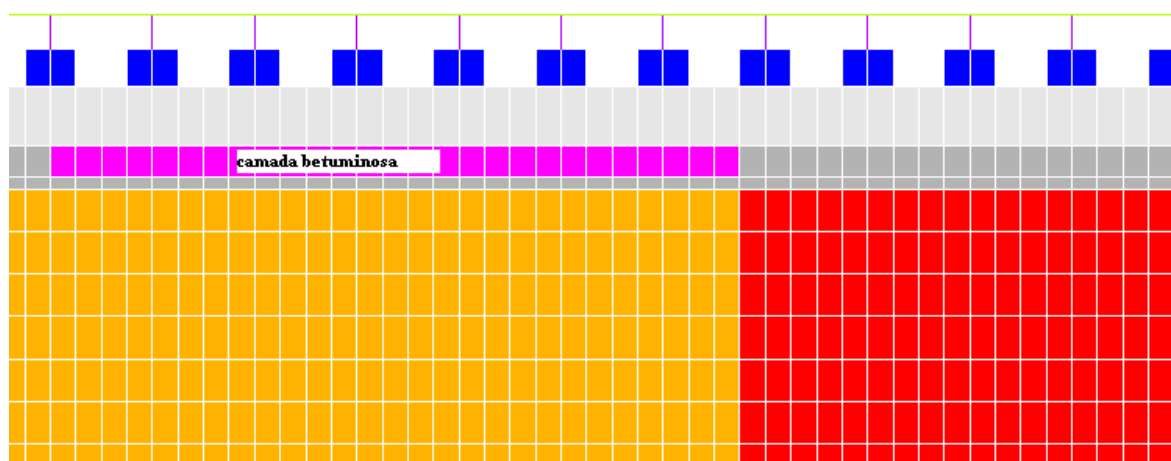
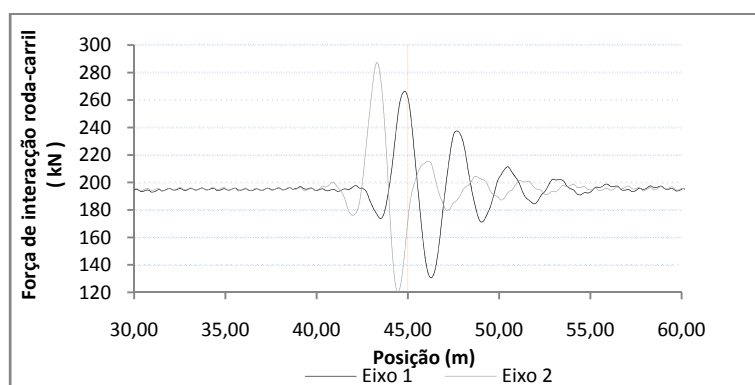
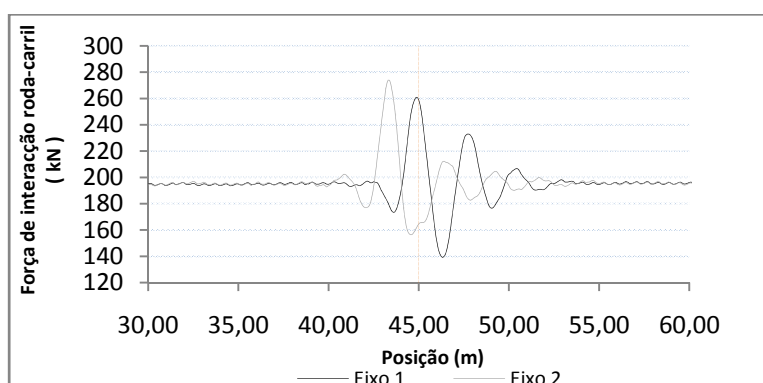


Figura 5.13 – Pormenor da camada betuminosa

A análise do efeito da utilização de uma camada betuminosa realizou-se para o modelo em que $E_1 = 40$ MPa, $E_2/E_1 = 200$ e $H_{\text{solo}} = 4$ m.



a)



b)

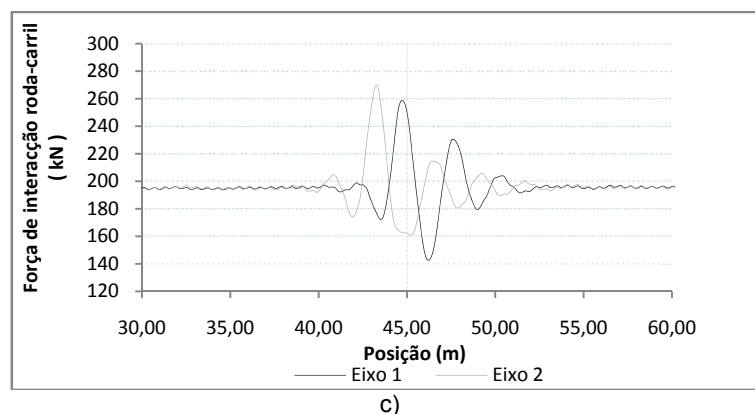


Figura 5.14— Evolução da força de interacção roda-carril: a) $h_{bet} = 0,12$ m; b) $h_{bet} = 0,15$ m; $h_{bet} = 0,18$ m

Os valores referentes às forças de interacção máximas e mínimas apresentam-se na Tabela 5.11.

Tabela 5.11 – Valores máximos e mínimos da força de interacção referentes aos dois eixos para vários h_{bet}

Solução adoptada	Força de interacção máxima (kN)		Força de interacção mínima (kN)	
	Eixo 1	Eixo 2	Eixo 1	Eixo 2
Camada betuminosa de 0,12 m	266,5	287,3	130,7	120,2
Camada betuminosa de 0,15 m	260,6	273,8	139,4	156,5
Camada betuminosa de 0,18 m	258,6	269,8	142,6	160,6
Via sem camada betuminosa	261,9	286,9	131,9	129,2

Em geral a camada betuminosa beneficia o comportamento do sistema mas não de uma forma significativa. Esta solução não apresenta as melhorias que por exemplo uma cunha de transição produz.

De referir ainda que também neste caso o pico máximo da força de interacção roda-carril do eixo se produz antes de passar a zona de transição, isto devido à variação de rigidez que a camada betuminosa produz.

6

Conclusões

6.1. CONCLUSÕES GERAIS

Este trabalho teve como objectivo principal a avaliação dos efeitos dinâmicos em zonas de variação de rigidez em vias férreas de alta velocidade.

As primeiras conclusões resultantes deste trabalho referem-se ao método de calibração do modelo plano 2D, usado nos estudos dinâmicos. Verificou-se a necessidade de não mais do que três iterações para o comportamento do modelo plano 2d, sob a carga estática aplicada, praticamente coincidir com o comportamento do modelo 3D, usado comparativamente para atribuir as espessuras aos elementos do modelo 2D. Constatou-se ainda que com o progressivo crescimento do módulo de deformabilidade do solo de fundação os valores das espessuras convergem cada uma para um valor constante, assim, a partir de um determinado módulo de deformabilidade as espessuras a atribuir não variam consideravelmente, podendo considerar-se as mesmas sem cometer um erro significativo.

Relativamente às análises dinâmicas, os primeiros estudos revelaram que quanto mais brusca for a variação de rigidez, maior serão as forças de interacção roda-carril sentidas pela estrutura. No entanto, a partir de um determinado valor da razão entre os módulos de deformabilidade dos dois solos de fundação, o crescimento das forças de interacção não é tão acentuado.

Outro factor analisado foi o módulo de deformabilidade do solo de fundação mais flexível da transição. Constatou-se que um aumento de rigidez do mesmo traz grandes benefícios para o comportamento da via, as forças de interacção apresentam uma redução apreciável. Já uma maior altura do solo de fundação não apresentou melhorias dignas de registo.

A utilização de palmilhas mais flexíveis mostrou ser um factor prático e eficaz na redução dos efeitos dinâmicos, conseguindo tornar a variação de rigidez mais suave. A utilização de palmilhas com diferente rigidez ao longo da via apresentou benefícios relativamente ao primeiro eixo da locomotiva, mas algumas reticências no comportamento do segundo eixo.

No que se refere ao estudo incidente na deformabilidade do balastro, conclui-se que com um balastro de módulo de deformabilidade baixo os resultados são muito bons relativamente às forças de interacção, no entanto outros aspectos de segurança relativos ao comportamento do balastro não poderão ser postos em causa.

Finalmente, das duas soluções que se poderão aplicar às zonas de transição concluiu-se que a utilização de uma cunha de transição apresenta resultados mais benéficos comparativamente com a utilização de uma camada betuminosa.

6.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Para a realização de futuros trabalhos, uma possibilidade será a análise de novas disposições das palmilhas ao longo da via consoante a rigidez vertical da plataforma da via férrea.

Aconselha-se também um estudo mais aprofundado acerca das soluções de mitigação previamente estudadas, considerar diferentes características para as soluções adoptadas e ainda realizar o estudo de novas soluções.

Por fim, será interessante realizar uma modelação e análise dinâmica do efeito da circulação da totalidade das locomotivas e carruagens de um comboio ICE2.

BIBLIOGRAFIA

- Alves Ribeiro, C., Calçada, R. e Delgado, R. *Dynamic analysis of transition zones of high speed railway lines*. 7th European Conference on Structural Dynamics, 7-9 Julho 2008, Southampton.
- Calçada, R. *Efeitos Dinâmicos em Pontes resultantes do Tráfego Ferroviário a Alta Velocidade*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 1995.
- Chopra, R., Penzien, J. *Dynamics of Structures*. McGraw-Hill, 1975.
- Cruz, S. *Comportamento Dinâmico de Pontes Ferroviárias em Vias de Alta Velocidade*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 1994.
- EN1991-2. *Action on Structures. Part2: General Actions: Traffic Loads on Bridges*. 2003.
- ERRI-D230.1. *Bridge Ends. Embankment Structure Transition*. RP3, State of Art Report. Utrecht, Netherlands: 1999.
- Esveld, C. *Modern Railway Track*. Technische Universiteit Delft, 2001.
- Faria, R. *Avaliação do Comportamento Sísmico de Barragens de Betão Através de um Modelo de Dano Contínuo*. Dissertação de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 1994.
- Fortunato, E. *Caracterização Físico-Mecânica de Plataformas Ferroviárias*. 9º Ciclo de Palestras em Engenharia Civil UNIC 2006, 3 de Maio de 2006.
- Leykauf, G., Lechner, B. e Stahl, W. *Optimisation of track for high-speed*. Track for high-speed railways, 12-13 Outubro 2006, Porto.
- Lopes, J. *Modelação dos Efeitos Dinâmicos em Zonas de Transição em Vias Ferroviárias de Alta Velocidade*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2008.
- López Pita, A., Teixeira, P.F. *High speed and track deterioration: the role of vertical stiffness of the track*. 2003, CENIT.
- López Pita, A., Teixeira, P.F. *New criteria in embankment-bridge transitions on high-speed lines*. Structures for high speed railway transportation, 2003, IABSE Conference, Antwerp, Belgium.
- Lundqvist, A., Larsson, R. e Dahlberg, T. *Influence of railway track stiffness variations on wheel/rail contact force*, 12-13 Outubro 2006, Porto.
- Raimundo, D. *Texto de apoio às aulas de Método dos Elementos Finitos*, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, 1990
- Raimundo, D., Calçada, R., Alves Ribeiro, C. *Comportamentos Dinâmicos e Seus Principais Efeito, Transições Aterro-Estrutura e Atravessamentos Inferiores à Linha*. Relatório, RAVE e Instituto da Construção da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Maio de 2007.
- Ribeiro da Silva, J. *Os comboios em Portugal – Do vapor à electricidade - Volume I*. João da Silveira Caseiro, Lisboa, 2004.
- Ryall, M.J., Parke, G.A.R., Harding, J.E. *The Manual of Bridge Engineering*. Thomas Telford, 2000.
- Smekal, A. *Transition Structures of Railway Bridges*. In: Firenze. 1997, 16-19 Nov. 1997.
- Teixeira, P.F. *Improvement of high-speed track design by using a bituminous sub-ballast layer*. Track for high-speed railways, 12-13 Outubro 2006, Porto.

UIC-719R, INTERNATIONAL UNION OF RAILWAYS. *UIC Code 719 R: Ouvrages en Terre et Couches d'Assise Ferroviaires*. 1994

www.rave.pt. 12 de Janeiro de 2009